

ORGANISATION HYDROGRAPHIQUE INTERNATIONALE



MANUEL D'HYDROGRAPHIE

Publication C-13

**Edition 1.0.0
May 2005
(A jour de février 2011)**

PUBLIÉ PAR LE

BUREAU HYDROGRAPHIQUE INTERNATIONAL

MONACO

Avis de droit d'auteur

© Copyright Organisation hydrographique internationale 2012

Cet ouvrage est protégé par le droit d'auteur. A l'exception de tout usage autorisé dans le cadre de la Convention de Berne pour la protection des œuvres littéraires et artistiques (1886) et à l'exception des circonstances décrites ci-dessous, aucune partie de cet ouvrage ne peut être traduite, reproduite sous quelque forme que ce soit, adaptée, communiquée ou exploitée à des fins commerciales sans autorisation écrite préalable du Bureau hydrographique international (BHI). Le droit d'auteur de certaines parties de cette publication peut être détenu par un tiers et l'autorisation de traduction et/ou de reproduction de ces parties doit être obtenue auprès de leur propriétaire.

Ce document, dans son intégralité ou en partie, peut être traduit, reproduit ou diffusé pour information générale sur la base du seul recouvrement des coûts. Aucune reproduction ne peut être vendue ou diffusée à des fins commerciales sans autorisation écrite préalable du BHI ou de tout autre détenteur du droit d'auteur.

Au cas où ce document, dans son intégralité ou en partie, serait reproduit, traduit ou diffusé selon les dispositions décrites ci-dessus les mentions suivantes devront être incluses :

“Le matériel provenant de la publication de l'OHI [référence de l'extrait : titre, édition] est reproduit avec la permission du Bureau hydrographique international (BHI) (Autorisation N°/...), agissant au nom de l'Organisation hydrographique internationale (OHI), qui n'est pas responsable de l'exactitude du matériel reproduit : en cas de doute le texte authentique de l'OHI prévaut. L'inclusion de matériel provenant de l'OHI ne sera pas interprétée comme équivalant à une approbation de ce produit par l'OHI.”

“Ce [document/publication] est une traduction du [document/publication] [nom] de l'OHI. L'OHI n'a pas vérifié cette traduction et en conséquence décline toute responsabilité quant à sa fidélité. En cas de doute la version source de [nom] en [langue] doit être consultée.”

Le logo de l'OHI ou tout autre signe identificateur de l'OHI ne seront pas utilisés dans tout produit dérivé sans autorisation écrite préalable du BHI.

ORGANISATION HYDROGRAPHIQUE INTERNATIONALE



MANUEL D'HYDROGRAPHIE

Publication C-13

**Edition 1.0.0
May 2005
(A jour de février 2011)**

Publié par le
Bureau Hydrographique International
4, Quai Antoine 1er
B.P. 445 - MC 98011 MONACO Cedex
Principauté de Monaco
Télécopie: (377) 93 10 81 40
Mél : info@iho.int
Web: www.iho.int

PAGE LAISSÉE INTENTIONNELLEMENT EN BLANC

PREFACE

L'objectif général du **Manuel d'hydrographie de l'OHI** est de fournir des connaissances sur les concepts liés à l'hydrographie et servir de guide pour l'organisation et l'exécution des levés hydrographiques. Le manuel est considéré comme étant un guide professionnel pour les hydrographes et un outil pour les professeurs et les étudiants dans les cours ou les programmes hydrographiques.

La préparation de ce manuel débuta après qu'une majorité des états membres de l'OHI se soit prononcée en faveur d'un projet ayant pour objet de produire un manuel hydrographique (1999). Le BHI proposa alors l'établissement d'un groupe de travail qui se réunit pour la première fois dans les bureaux du BHI du 20 au 22 juin 2001, où il se mit d'accord sur une table des matières, identifia des chefs de file responsables des sujets spécifiques ainsi que de la compilation des contributions d'experts et définit un plan de travail. En 2004, une deuxième réunion eut lieu pour examiner les résultats et définir une version provisoire du manuel. Après avoir recueilli les commentaires des Etats membres, une version définitive fut établie et le manuel d'hydrographie de l'OHI publié.

Le manuel est considéré comme étant une production de valeur qui contribue à la mission de l'OHI dont les objectifs sont rappelés ci-après:

- coordination des activités des Services hydrographiques nationaux;
- recherche de la plus grande uniformité possible dans les cartes et documents nautiques;
- adoption de méthodes fiables et efficaces pour la réalisation et l'utilisation des levés hydrographiques;
- contribution au développement des sciences hydrographiques et des techniques mises en œuvre en océanographie descriptive.

Si de nombreux Services hydrographiques (SH) firent de grands efforts pour produire et tenir à jour leur propre manuel d'hydrographie, et ce, depuis leur création, il faut reconnaître que le manque de temps et de ressources humaines en empêcha beaucoup d'autres de se lancer dans une telle activité, ce qui eut pour effet de les conduire à s'entendre pour coopérer et coordonner leurs efforts en vue d'établir le Manuel d'hydrographie de l'OHI. Un manuel utile à tout le monde, insistant sur les aspects spécifiques de l'hydrographie mais n'abordant les autres thèmes qu'en termes généraux, car ils sont déjà traités de manière très détaillée dans les ouvrages spécialisés.

Le contenu de ce manuel est divisé en sept chapitres :

- le chapitre 1 traite des principes des levés hydrographiques, instructions techniques comprises ;
- le chapitre 2 traite de la localisation ;
- le chapitre 3 traite de la détermination des profondeurs, y compris les principes et les techniques utilisées ;
- le chapitre 4 fournit des informations sur la classification des fonds marins et la détection des reliefs caractéristiques ;
- le chapitre 5 traite des niveaux de la mer et des courants ;
- le chapitre 6 est consacré aux levés bathy-topographiques ;
- le chapitre 7 fournit, de façon structurée, une description détaillée des pratiques hydrographiques.

Il est complété par des annexes contenant des listes d'acronymes, des références bibliographiques ainsi que toute autre information pertinente.

La responsabilité de la tenue à jour de ce manuel incombe à l'OHI, en fonction des contributions des États membres et des autres organisations qui sont invités à fournir au Bureau Hydrographique International les informations pertinentes. Si nécessaire, le BHI demandera l'avis du Comité International de la FIG/OHI/ACI sur les normes de compétence des hydrographes et des spécialistes en cartographie marine sur la meilleure façon d'introduire de nouvelles informations et/ou d'organiser les chapitres en conséquence.

Le BHI conservera la version numérique de ce manuel sur la page Web de l'OHI et imprimera des copies papier sur demande. Avec l'assistance des lecteurs et des États membres, il s'efforcera de tenir cette publication régulièrement à jour.

Le BHI est tout particulièrement reconnaissant à l'Amiral RITCHIE du Royaume-Uni pour ses encouragements et son soutien à la rédaction de l'introduction de ce manuel.

Le BHI souhaiterait enfin remercier les principaux auteurs ci-après pour leurs efforts dans la préparation du texte final, tout en ayant conscience qu'ils ont été eux-mêmes assistés par bien d'autres qu'il n'est pas possible de nommer ici :

CV Muhammad ZAFARYAB (Pakistan), CF Lamberto LAMBERTI (Italie), LV Antonio DI LIETO (Italie), CC Paul LAWRENCE (RU), CC Fernando FREITAS (Portugal), CC Peter JOHNSON (Australie), CF Jerry MILLS (EU), M. Stephan GILL (EU), M. Federico MAYER (Argentine), M. Hector SALGADO (Argentine), CC Bob WILSON et David WYATT (RU).

TABLE DES MATIERES

PRÉFACE	i
INTRODUCTION	1
Brève histoire de l'hydrographie.....	1
Importance de l'hydrographie	2
Les champs de compétence associés à l'hydrographe	3
CHAPITRE 1 “PRINCIPES DES LEVÉS HYDROGRAPHIQUES”	7
1. Introduction	7
2. Levés hydrographiques	8
2.1 Spécifications des levés	8
2.2 Planification des levés	9
2.3 Acquisition des données	13
2.4 Traitement des données	14
2.5 Analyse des données	15
2.6 Qualification des données	16
2.7 Qualification des données - Présentation	17
2.7.1 Diagramme des sources	17
2.7.2 Zones de confiance (ZOC).....	17
2.8 Production des données	21
2.9 Traitement des données à des fins cartographiques	22
2.9.1 Processus de compilation.....	24
2.9.2 Représentation	26
Annexe A – Acronymes	30
Références	31
Adresses Internet	32
Bibliographie	33
CHAPITRE 2 “POSITIONNEMENT”	35
1. Introduction	35
2. Principes de positionnement	35
2.1 La terre	35
2.1.1 L'ellipsoïde.....	36
2.1.2 La sphère locale.....	37
2.1.3 Le géoïde	38
2.2 Système de référence	38
2.2.1 Système de référence horizontale	39
2.2.2 Types de systèmes de référence.....	40
2.2.3 Transformation des systèmes géodésiques de référence.....	41
2.2.4 Systèmes de référence verticale.....	43
2.3 Systèmes de coordonnées	44
2.4 Principes de la cartographie	45
2.5 Projections	46
2.5.1 Projections perspectives (ou géométriques)	46
2.5.2 Projections coniques	47
2.5.3 Projections cylindriques	47
2.5.4 Représentations.....	48
2.5.5 Projection Mercator transverse universelle	49
3. Méthodes de contrôle horizontal	50
3.1 Introduction.....	50
3.2 Méthodes classiques.....	50

3.2.1	Triangulation	50
3.2.2	Trilatération	54
3.3	Méthodes mixtes	55
3.3.1	Cheminelements	56
3.3.2	Cheminement ouvert non orienté (iso-déterminé)	57
3.3.3	Cheminement ouvert orienté (mesures surabondantes)	58
3.3.4	Cheminement fermé non orienté	60
3.4	Principes de la photogrammétrie	61
3.4.1	Aérophotogrammétrie (photogrammétrie aérienne)	62
3.5	Visibilité réciproque des points géodésiques	65
4.	Méthodes de contrôle vertical	67
4.1	Nivellement géométrique (méthode par niveau à bulle)	67
4.1.1	Principes et spécifications	67
4.1.2	Contrôle de la qualité des mesures	68
4.1.3	Les sources d'erreurs	68
4.1.4	Calculs et compensations	69
4.2	Nivellement trigonométrique (ou géodésique)	70
4.2.1	Principes et spécifications	70
4.2.2	Correction de sphéricité	71
4.2.3	Correction de réfraction	71
4.2.4	Correction de hauteur	72
4.2.5	Sources d'erreurs	73
4.2.6	Calculs et compensation	74
4.3	Altimétrie par GPS (méthode de contrôle vertical par GNSS)	74
5.	Instruments utilisés pour les contrôles de précision horizontale et verticale	75
5.1	Récepteur GNSS (GPS)	75
5.2	Appareils électroniques de mesure de distance	75
5.2.1	Mesure électronique de la distance par phase	76
5.2.2	Mesure électronique de la distance par ondes pulsées	78
5.2.3	Précision et portée des DME	79
5.2.4	Les stations totales	80
5.3	Instruments optiques	80
5.3.1	Sextants de marine et cercles hydrographiques (cercles à réflexion)	80
5.3.2	Théodolites	81
5.3.3	Instruments de nivellement (niveaux et mires)	83
6.	Méthodes et techniques de positionnement	84
6.1	GNSS (GPS)	84
6.1.1	Description du système de positionnement global (GPS)	84
6.1.2	Principes de positionnement	86
6.1.3	Performances du système et sources d'erreurs	87
6.1.4	Techniques de poursuite et d'acquisition du signal GPS	88
6.1.5	Le GPS différentiel (DGPS)	90
6.1.6	Le mode de positionnement cinématique temps réel (RTK)	91
6.1.7	Traitement des données	93
6.2	Positionnement par mesures électromagnétiques	94
6.2.1	Précision dans la détermination de la position	95
6.2.2	Lignes de position (LOP)	96
6.2.3	Lignes de position circulaires (C LOPs)	96
6.2.4	Lignes de position hyperboliques (H LOPs)	97
6.2.5	Méthodes de détermination des LOP par ondes électromagnétiques (EW LOPs)	97
6.2.6	Mesures des différences de phase	97
6.2.7	Mesure des différences de temps	98
6.3	Systèmes acoustiques	99
6.3.1	Techniques de positionnement acoustique	100

6.3.2	Principes de mesure	103
6.3.3	Précision et sources d'erreurs	105
6.4	Techniques optiques	106
6.4.1	Levé à la cordelle (sondage avec corde graduée)	106
6.4.2	Positionnement par cercle hydrographique (relèvements inverses)	107
6.4.3	Positionnement par profil guidé et traversiers	107
6.4.4	Positionnement par azimuts/distances (systèmes mixtes optique et électromagnétique)	107
Références		108
Bibliographie		110
CHAPITRE 3 "DETERMINATION DE LA PROFONDEUR"		113
1.	Introduction	113
2.	Les capteurs acoustiques	114
2.1	Ondes sonores et caractéristiques physiques de l'eau de mer	114
2.1.1	Champs sonores	114
2.1.2	Equation du sonar	115
2.1.3	Température de l'eau	119
2.1.4	Salinité	119
2.1.5	Pression	119
2.1.6	Densité	119
2.2	Salinité, température et mesure de la célérité	120
2.2.1	Instrumentation	120
2.2.2	Méthode opératoire	120
2.2.3	Enregistrement et traitement des données	121
2.2.4	Calcul de la célérité	121
2.3	Propagation du son dans l'eau de mer	121
2.3.1	Atténuation	121
2.3.2	Réfraction et réflexion	122
2.4	Paramètres acoustiques	123
2.4.1	Fréquence	123
2.4.2	Largeur de bande	123
2.4.3	Durée d'impulsion	124
3.	Les centrales d'attitude	125
3.1	Principes opératoires	125
3.1.1	Les senseurs inertiels	125
3.1.2	Centrales inertielle avec GPS intégré	126
3.2	Mesure de roulis, de tangage et de pilonnement	126
3.3	Cap suivi	126
3.4	Précision des mesures	127
4.	Les transducteurs	127
4.1	Classification des transducteurs selon leurs modes de fonctionnement	127
4.1.1	Transducteurs magnétostrictifs	127
4.1.2	Transducteurs piézoélectriques	128
4.1.3	Transducteurs électrostrictifs	128
4.2	Largeur du faisceau (lobes)	128
4.3	Classification des sondeurs selon leurs types de faisceaux	134
4.3.1	Sondeurs monofaisceaux	134
4.3.2	Sondeurs multifaisceaux	135
4.4	Classification selon le type d'installation	135
4.4.1	Sondeurs de coque	135
4.4.2	Sondeurs remorqués	135
4.4.3	Sondeurs hors-bord	135
4.5	Couverture du fond	137

5.	Systèmes acoustiques	138
5.1	Sondeurs monofaisceaux	138
5.1.1	Principes de fonctionnement	138
5.1.2	Installation et étalonnage	142
5.1.3	Mise en œuvre du sondeur monofaisceau et enregistrement des données....	143
5.1.4	Sources d'erreurs et techniques de contrôle de qualité.....	143
5.2	Systèmes à balayage	152
5.2.1	Sondeurs multifaisceaux (SMF)	152
5.2.2	Sonars interférométriques.....	165
6.	Systèmes non acoustiques.....	166
6.1	Sondeurs laser aéroportés	166
6.1.1	Principe de fonctionnement	166
6.1.2	Capacités et limitations.....	168
6.2	Systèmes électromagnétiques aéroportés	168
6.2.1	Principe de fonctionnement	168
6.2.2	Capacités et limites.....	169
6.3	Télé-détection.....	169
6.3.1	La photobathymétrie	169
6.3.2	Topographie sous-marine par altimétrie satellitale.....	170
6.4	Instruments mécaniques.....	170
6.4.1	Plombs de sonde et perches graduées.....	171
6.4.2	Drague-rail.....	171
6.4.3	Drague à fil.....	172
	Références	173
	Bibliographie	175

Annexe A	Coordonnées et systèmes de référence	179
-----------------	---	------------

CHAPITRE 4 « DÉTECTION DES RELÈVEMENTS DE FOND ET CLASSIFICATION DES FONDS »

	DES FONDS »	183
1.	Introduction	183
2.	Détection des relèvements de fond	183
2.1	Contexte.....	183
2.2	Normes	183
2.2.2	OHI S-44 – Normes minimales pour les levés hydrographiques.....	183
2.2.3	OHI S-57 – Normes de transfert aux cartographes des données hydrographiques	184
2.2.4	Détection des structures dangereuses	185
2.2.5	Les besoins militaires	186
2.2.6	Signalisation des dangers pour la navigation.....	186
2.3	Méthodes de détection des relèvements de fond.....	186
2.3.1	Généralités	186
2.3.2	Le sonar latéral (ou sondeur latéral)	187
2.3.3	Considérations théoriques.....	188
2.3.4	Contraintes opérationnelles	190
2.3.5	Distorsions des enregistrements du sondeur latéral.....	192
2.3.6	Détection des hauts-fonds.....	194
2.3.7	Calcul de la vitesse de progression.....	195
2.3.8	Erreurs de tenue de route	197
2.3.9	Mise en œuvre du sonar latéral.....	197
2.3.10	Erreurs de positionnement des contacts établis par sonar latéral.....	201
2.3.11	Mesures effectuées sur le sonogramme	201
2.3.12	Sondeurs multifaisceaux (SMF)	203
2.3.13	Conditions d'utilisation des sondeurs multifaisceaux	203

2.3.14	Magnétomètre.....	204
2.3.15	Autres méthodes de détection des objets posés sur le fond	205
2.3.16	Détermination du brassage d'un objet	205
2.3.17	Mesure du brassage par sondeur.....	205
2.3.18	Utilisation des plongeurs	206
2.3.19	Autres méthodes de détection.....	206
2.3.20	Dragages hydrographiques	206
2.4	Tenue des cahiers d'observations et constitution des divers dossiers.....	208
2.4.1	Explorations au sondeur latéral.....	208
2.4.2	Dossiers d'épaves	208
2.4.3	Exploration au sonar de coque.....	210
3.	Classification des fonds.....	211
3.1	Historique.....	211
3.1.2	Modèles de classification des fonds	212
3.1.3	Prélèvements de fond	213
3.1.4	Nature du fond.....	213
3.1.5	Classification des échantillons.....	213
3.1.6	Méthodes d'échantillonnage du fond	214
3.1.7	Cahiers d'enregistrement des natures de fond	216
3.2	Classification des senseurs.....	216
3.3	Aspects théoriques de la classification au moyen des différents senseurs.....	217
3.3.1	Introduction au recueil et à l'interprétation des informations de rétrodiffusion	217
3.3.2	Traitement du signal de retour (rétrodiffusion)	217
3.3.3	Référencement de la fonction imagerie du SMF	218
3.3.4	Mosaïquage.....	218
3.3.5	Remarques sur la classification	219
3.3.6	Le système RoxAnn	220
3.3.7	Classification utilisant le sondeur multifaisceaux	221
3.3.8	Modélisation texturale	221
3.3.9	Spectres de puissance	221
3.3.10	Matrices de cooccurrence des niveaux de gris (GLCM)	222
3.3.11	Fonction de densité de probabilité maximale d'amplitude du signal rétrodiffusé	222
3.3.12	Expression de la force d'un signal rétrodiffusé en fonction de l'angle de rasance	223
3.3.13	Interprétation acoustique du signal rétrodiffusé	224
3.3.14	Modèles de classification militaire	225
	Références	230
	CHAPITRE 5 "MARÉES ET COURANTS"	231
1.	Introduction	231
2.	Marées et hauteurs d'eau	231
2.1	Principes des marées et des hauteurs d'eau	231
2.1.1	Forces astronomiques génératrices de la marée.....	231
2.1.2	Caractéristiques de la marée	235
2.1.3	Variations du niveau de la mer non liées aux marées.....	243
2.1.4	Marée et niveaux de référence.....	244
2.1.5	Analyse harmonique et prédiction de la marée.....	245
2.2	Place des marées dans les levés hydrographiques	251
2.2.1	Budget d'erreurs	251
2.2.2	Spécifications relatives à la marée et aux niveaux de réduction des sondes.....	251
2.2.3	Détermination préalable des zones de marée et des niveaux	

	de réduction des sondes	253
2.2.4	Mise en oeuvre et contrôle des observatoires de référence	255
2.2.5	Installation, mise en oeuvre et démontage des observatoires secondaires ...	255
2.2.6	Contrôle de qualité des données marégraphiques, traitement et mise en forme	259
2.2.7	Calcul du zéro hydrographique et récupération d'un zéro historique.....	262
2.2.8	Réduction des sondages bathymétriques	265
2.2.9	Utilisation du GPS cinématique pour le contrôle vertical	267
3.	Courants de marée	268
3.1	Introduction.....	268
3.2	Principes des courants de marée	268
3.3	Mesures des courants	270
3.4	Prédiction des courants de marée.....	272
	Références	274
	CHAPITRE 6 “LEVÉS TOPOGRAPHIQUES”	275
1.	Introduction.....	275
2.	Topographie, représentation de la frange côtière et des amers	276
2.1	Spécifications.....	276
2.2	Méthodes de positionnement et précisions	277
2.2.1	GNSS.....	277
2.2.2	Triangulation	280
2.2.3	Chemins	282
2.2.4	Intersection, relèvements directs et relèvements inverses	290
2.2.5	Algorithmes usuels	293
2.2.6	Le nivellement et ses erreurs	298
2.3	Levés côtiers et portuaires	299
2.3.1	Application des méthodes topographiques directes.....	299
2.3.2	Densité des points topographiés	300
2.3.3	Techniques utilisées.....	300
2.3.4	Représentation du relief.....	301
3.	Télédétection.....	302
3.1	La photogrammétrie.....	303
3.1.1	Principes et applications de la photographie aérienne	303
3.1.2	Éléments de réalisation d'une couverture photographie aérienne	305
3.1.3	Établissement du plan de vol	306
3.1.4	Restitution.....	308
3.1.5	Aérottriangulation.....	309
3.1.6	Contrôle au sol.....	311
3.1.7	Généralités sur le stéréorestituteur – Traitement numérique	312
3.1.8	Photo-interprétation	314
3.2	Télédétection non photogrammétrique d'images.....	314
3.2.1	Satellites et capteurs de télédétection des ressources terrestres	315
3.2.2	Principaux systèmes de télédétection	318
3.2.3	Structure et support de l'image.....	323
3.2.4	Principes généraux d'interprétation et de traitement	324
3.2.5	Prétraitement de l'image et données complémentaires	326
3.2.6	Traitement d'image	328
3.2.7	Altimétrie.....	335
3.2.8	Applications cartographiques	338
	Acronymes	342
	Références	343
	Adresses Internet	346

Bibliographie	348
Annexe A Algorithmes pour la projection UTM	350
Annexe B Exemples d'équipements disponibles dans le commerce	361
CHAPITRE 7 "LEVÉS HYDROGRAPHIQUES"	365
1. Introduction	365
2. Planification d'un levé hydrographique	365
2.1 Programmation des levés hydrographiques	365
2.2 Instruction des demandes de travaux	366
2.3 Planification détaillée du levé	367
2.4 Réseau géodésique	367
2.5 Niveaux de référence et observation de la marée	368
2.6 Courants de marée	368
2.7 Sondages et densité de profils	368
2.8 Exploration au sonar latéral	369
2.9 Nature du fond	370
2.10 Trait de côte et topographie	370
2.11 Observations complémentaires	370
2.12 Organisation des équipes	371
2.13 Compilation et vérification des données	371
2.14 Transmission des résultats à l'établissement hydrographique	371
2.15 Établissement du programme d'activités	372
2.16 Durée des travaux et estimation des coûts	372
2.17 Liaisons avec les autorités extérieures	372
3. La reconnaissance du levé	373
3.1 Reconnaissance générale	373
3.2 Reconnaissance géodésique	373
3.3 Reconnaissance de la marée	373
4. Acquisition des données	374
4.1 Réseaux géodésiques et étalonnage	374
4.1.1 Introduction	374
4.1.2 Contrôle du positionnement horizontal à terre	375
4.1.3 Contrôle du positionnement à la mer	375
4.1.4 Reconnaissance préalable	377
4.1.5 Étalonnage des systèmes de positionnement	378
4.1.6 Méthodes de positionnement et instrumentation	379
4.2 Mesures d'altitude (contrôle vertical) et étalonnage	400
4.2.1 Description générale	400
4.2.2 Modélisation de la marée pour les levés en mode RTK	401
4.3 Observations environnementales	404
4.4 Préparation du plan de sondage	404
4.5 Profils de vérification	408
4.6 Profils réguliers	408
4.7 Recherches et profils supplémentaires	410
4.8 Observations diverses et complémentaires	411
5. Détermination du trait de côte	412
5.1 Généralités sur le trait de côte	412
5.2 Détails à rechercher sur la côte	413
5.3 Détails intéressant les navigateurs	413
5.4 Topographie	414
5.5 Détermination de la laisse de basse mer	414
5.6 Hauteurs des détails topographiques	415
5.7 L'estran	415
5.8 Calque de superposition du trait de côte	415

5.9	Utilisation des préparations photographiques aériennes	415
5.10	Méthode de topographie à pied pour la détermination du trait de côte.....	416
5.11	Tracé du trait de côte	417
5.12	Rapport sur la détermination du trait de côte.....	418
6.	Traitement des données.....	418
6.1	Bathymétrie.....	418
6.2	Classification des fonds.....	420
6.3	Détection des structures sous-marines	420
6.4	Observations diverses et complémentaires	421
6.5	Conformité avec la programmation.....	422
7.	Rédaction finale.....	422
7.1	Le rapport particulier	422
7.2	Expression des besoins	422
7.3	Format et densité des données	423
7.4	Supports d'enregistrements.....	423
	Acronymes utilisés au chapitre 7	424
	Références	425
	Bibliographie	427
	Appendice 1 – <i>Check-List</i> de planification et estimation de la durée d'un levé	429
	Appendice 2 – Tableau 1 – Systèmes de positionnement horizontal et critères de sélection	433
	Appendice 3 – Tableau 2 – Classification, selon la largeur de bande, des systèmes de radiolocalisation utilisés lors des levés hydrographiques	435
	Tableau 3 – Champs d'application des systèmes de radiolocalisation utilisés lors des levés hydrographiques.....	435
	Appendice 4 - Schémas de principe et d'interconnexions des systèmes	437
	Appendice 5 - Modèle de rapport particulier	447

INTRODUCTION

BREVE HISTOIRE DE L'HYDROGRAPHIE

La carte de navigation la plus ancienne connue à ce jour est la Carte Pisane, nommée ainsi car elle fut achetée en 1829 à la famille Pisan par la Bibliothèque Nationale de Paris. Elle avait été dessinée sur parchemin vers la fin du 13^e siècle, probablement à Gênes où une école de cartographie marine avait été établie. Il y avait une école semblable à Venise, tandis qu'une troisième école existait sur l'île de Majorque. Des cartes, appelées « Portulans », ont été produites par chacune de ces écoles et elles étaient très semblables en style et en contenu. Le plus remarquable est que ces cartes contenaient un réseau de lignes loxodromiques interconnectées provenant des roses des vents représentant 32 directions du vent, dont chacune pouvait être utilisée avec un diviseur multiple pour établir le cap d'un bateau. Le littoral méditerranéen entier était représenté et les noms côtiers étaient portés sur la terre afin de laisser les parties maritimes dégagées pour tracer les routes à suivre. Il y avait quelques symboles tels qu'une croix pour indiquer une roche submergée mais aucune sonde pour indiquer la profondeur.

Au 15^e siècle, les portulans portugais et espagnols permirent aux marins méditerranéens de naviguer au sud de l'Angleterre et en Finlande pour transporter des cargaisons de laine.

Pendant des générations, les marins du Nord naviguaient d'une zone importante à l'autre en utilisant des indications écrites et des profondeurs transmises par leurs ancêtres, selon une méthode de pilotage appelée à cette époque « *caping the ship* ». Avec le développement de l'imprimerie, Pierre Garcie, de Rouen, fut le premier à publier une information sur la manière de suivre un cap dans son « Routier de la Mer » au moyen de simples vues côtières illustrées au moyen du procédé de gravure sur bois.

Cornelius Anthonisz, un dessinateur d'Amsterdam, se rendit compte que les blocs de gravure sur bois pouvaient être utilisés pour imprimer des cartes sur papier. Sa première carte, intitulée « *Karte van Ostland* » fut produite pour la mer du Nord et la Baltique en reprenant les lignes et les objets d'autres portulans et en utilisant la projection de Ptolémée qui avait été récemment redécouverte à Constantinople.

Anthonisz avait montré le chemin, mais c'est Lucas Janszoon Waghenaer, d'Enkhuizen en Hollande, qui, quarante ans plus tard, imprima des cartes papier en utilisant le procédé de gravure sur cuivre. Pendant plusieurs années, il avait beaucoup voyagé en tant que pilote et rassemblé des informations hydrographiques, et quand il revint à terre à l'âge de 49 ans, il recruta d'autres marins pour l'aider avec leurs propres informations à compiler ses cartes. En 1584 Waghenaer publia son grand atlas « *Spieghel der Zeevaerdt* » (Miroir de la Mer) contenant 45 cartes couvrant les côtes européennes de la Norvège au Détroit de Gibraltar. Il introduisit beaucoup de nouveaux éléments tels que des vues de côtes, des symboles pour les bouées, les phares, les clochers, etc. et des sondes réduites à la mi-marée. Il réduisit les échelles de distances entre les ports afin de pouvoir consacrer plus de place à la représentation de leurs approches à une plus grande échelle.

Waghenaer avait réalisé une grande percée dans la production d'une carte papier conçue par un marin pour les marins. Il s'était fait de nombreux disciples en Hollande et pendant plus de cent ans, les cartes hollandaises furent largement diffusées, même pour les eaux britanniques, si bien que le roi Charles II prit la décision de faire hydrographier la totalité des côtes et des ports de Grande-Bretagne.

Pour cette tâche importante, il sélectionna un officier de marine du nom de Greenville Collins à qui il conféra le titre « d'Hydrographe du Roi » et lui fournit un voilier, le *Merlin*. Le travail commença en 1681 et lui prit onze ans.

Il n'y avait aucune carte topographique générale du Royaume à laquelle Collins puisse rattacher ses cartes marines; il n'avait aucune méthode pour trouver la longitude et le quadrant était le seul instrument à sa disposition pour mesurer la latitude. Les sondes, réduites à la basse mer, étaient

positionnées au moyen de relevés au compas sur des marques à terre qui à leur tour étaient positionnées au compas et à la chaîne d'arpenteur. En 1693, les cartes qui en résultaient furent publiées dans un atlas intitulé « Pilote côtier de la Grande Bretagne », lequel contenait 47 cartes, 30 pages de tables de marée, des instructions nautiques et des vues de côte. Gravées avec précision, ces cartes contenaient des profondeurs et des alignements pour les entrées de ports. Ce Pilote convint si bien aux marins britanniques qu'une vingtaine d'éditions supplémentaires furent publiées au cours des cent années suivantes.

Au cours du 16^e siècle, une école d'hydrographie fut formée à Dieppe par plusieurs pilotes expérimentés. En 1661 Jean Baptiste Colbert était devenu *Principal Ministre* de Louis XIV et parmi ses nombreuses tâches, il avait pour mission de relever la Marine française. En plus de l'école de Dieppe, il fonda des centres hydrographiques analogues dans plusieurs autres ports français, ce qui lui permit de compléter les levés hydrographiques de l'ensemble des côtes de France, chaque carte étant rattachée directement à la triangulation nationale établie par la dynastie des Cassini.

Le corps des hydrographes de Colbert travaillait également en Nouvelle France et la masse d'informations en provenance du Québec conduisit à l'établissement à Paris d'un « *Dépôt Général des Cartes et Plans* », reconnu aujourd'hui comme le premier Service hydrographique national. Le Danemark fut le second pays à établir un Service hydrographique, suivi peu après par l'Angleterre en 1795. Plus de vingt autres pays établirent de tels services au cours du 19^e siècle.

Aux environs de 1775, deux hydrographes britanniques, Murdoch Mackenzie et son neveu du même nom contribuèrent étroitement à l'invention du stigmographe (rapporteur à alidade), un instrument avec lequel la position d'un navire pouvait être tracée avec précision par segments capables à partir de deux angles horizontaux mesurés entre trois stations à terre. Cette découverte technique majeure révolutionna les levés en mer au cours du 19^e siècle, période durant laquelle la demande de cartes marines ne cessa d'augmenter aussi bien en temps de paix qu'en temps de guerre.

Déjà avant la Première guerre mondiale, plusieurs directeurs de Services hydrographiques nationaux¹ avaient envisagé d'établir une coopération internationale en vue d'échanger et de standardiser les cartes marines. À la fin de la guerre, les Hydrographes britannique et français organisèrent conjointement une conférence internationale à laquelle participèrent les délégués de 22 pays. De nombreuses résolutions y furent adoptées en matière de standardisation des cartes et la résolution fut prise de créer un Bureau Hydrographique International avec trois directeurs.

S.A.S. le Prince Albert 1^{er} de Monaco, qui avait été tenu informé des comptes rendus de débats de la Conférence, consentit généreusement à fournir un édifice dans la Principauté pour loger le Bureau où il est demeuré depuis.

L'histoire de l'hydrographie durant le 20^e siècle, période au cours de laquelle il y eut beaucoup de développements techniques, peut être lue dans le « Numéro commémoratif du 75^e anniversaire (1^{ère} partie) » de la *Revue hydrographique internationale* de mars 1997.

IMPORTANCE DE L'HYDROGRAPHIE

Il convient tout d'abord de citer la définition de l'hydrographie, telle qu'elle a été adoptée par la 4^{ème} conférence hydrographique internationale extraordinaire (Monaco, 2 – 4 juin 2009) :

« L'hydrographie est la branche des sciences appliquées traitant du mesurage et de la description des éléments physiques des océans, des mers, des zones côtières, des lacs et des fleuves, ainsi que de la prédiction de leur changement dans le temps, essentiellement dans l'intérêt de la sécurité de la navigation et de toutes les autres activités maritimes, incluant le développement économique, la sécurité et la défense, la recherche scientifique et la protection de l'environnement. »

¹ NDT : « *National Hydrographers* » en anglais ou « *Hydrographes* » avec un grand H en français

Par conséquent, le développement d'une politique maritime nationale requiert la capacité confirmée de pouvoir conduire l'ensemble des activités qui permettront d'acquérir des connaissances de base sur la géographie, la géologie et les études géophysiques de la côte et des fonds marins, ainsi que les courants, la marée et certaines propriétés physiques de l'eau de mer. Toutes ces données doivent donc être traitées correctement afin que la nature des fonds marins, leur rapport géographique avec les terres émergées, les caractéristiques et la dynamique de l'océan puissent être représentés avec précision dans toutes les zones de navigation nationale. En bref, l'hydrographie telle qu'elle est définie, est la clé du progrès de toutes les activités maritimes qui présentent normalement une grande importance économique pour les nations.

Pour traiter de manière appropriée les thèmes tels que :

- le contrôle sûr et efficace du trafic maritime ;
- la gestion intégrée des zones côtières ;
- l'exploration et l'exploitation des ressources des océans ;
- la protection de l'environnement ;
- les activités de sécurité maritime et de défense,

il est nécessaire de créer un Service hydrographique. Celui-ci, grâce au recueil systématique des données sur les côtes et en haute mer, produit et diffuse les informations indispensables à la sécurité de la navigation, à la protection de l'environnement, à la défense nationale et à l'exploitation des ressources.

LES CHAMPS DE COMPÉTENCE ASSOCIÉS À L'HYDROGRAPHIE

Le transport maritime

Plus de 80% du commerce international dans le monde transite par la mer. Le commerce maritime est un élément de base pour l'économie d'une nation. Beaucoup de régions et de ports dans le monde n'ont pas de couverture en cartes marines précises et adéquates or, les cartes marines modernes sont nécessaires pour la sécurité de la navigation dans les eaux d'un pays, le long de ses côtes et les entrées de ses ports. Un manque de cartes marines appropriées empêche le développement du commerce maritime dans les eaux et les ports des nations concernées.

La navigation commerciale exige efficacité et sécurité. Les régions mal cartographiées et le manque d'informations peuvent occasionner des transits plus longs que nécessaire, une moindre optimisation des chargements des navires et une augmentation des coûts. L'économie de temps et d'argent résultant de trajets plus courts en eaux profondes et de la possibilité d'utiliser de plus gros navires ou des frets plus importants permettent de réaliser des économies significatives pour l'industrie nationale et le commerce. Il est aussi très important de noter que le Chapitre V de la Convention SOLAS stipule qu'un navire ne peut être apte à la navigation s'il ne dispose pas à bord de cartes modernes et adaptées à l'itinéraire prévu.

La résolution de ces problèmes n'est pas possible sans cartes de qualité, produites et tenues à jour en continu et diffusées par un Service hydrographique. Ces cartes, produites à partir de levés hydrographiques modernes, sont nécessaires pour permettre aux plus gros bateaux d'aujourd'hui de naviguer dans les eaux sous souveraineté et d'accéder aux ports qui auparavant n'étaient pas sécurisés. Les cartes marines sont ainsi des outils essentiels pour la création de sources de revenus au profit des nations côtières.

Les cartes modernes fournissent aussi l'information nécessaire à la création de systèmes de routages tels que ceux établis par les conventions internationales et qui répondent aux intérêts économiques des Etats côtiers.

Gestion intégrée des zones côtières

La gestion intégrée des zones côtières inclut la construction de nouveaux ports, l'entretien et le développement des ports existants, le dragage pour maintenir les profondeurs indiquées sur les cartes, l'établissement et le contrôle ainsi que l'amélioration des chenaux. Elle comprend aussi la surveillance de l'érosion côtière, la mise en valeur des terres regagnées sur la mer, l'établissement et le contrôle des stations de pompage des déchets industriels, l'extraction des dépôts minéraux, les activités d'aquaculture et enfin le transport et les projets de travaux publics incluant la construction d'infrastructures côtières.

Les levés hydrographiques précis à grandes échelles fournissent les données primaires essentielles aux projets d'aménagement susmentionnés. Les levés doivent être tenus à jour fréquemment en fonction des conclusions des processus de gestion et d'analyse relatifs aux changements rapides auxquels les côtes sont soumises. Les informations collectées par les Services hydrographiques sur les côtes sont des données essentielles pour alimenter les SIG des zones côtières, lesquels sont de plus en plus souvent utilisés pour assurer une meilleure gestion globale et faciliter les prises de décision en cas de problème. En plus des navigateurs, utilisateurs traditionnels des informations et données hydrographiques, on identifie maintenant les agences gouvernementales, les responsables de la gestion des zones côtières, les ingénieurs et les scientifiques.

Exploration et exploitation des ressources marines

Bien que les produits et services ainsi que les bases de données hydrographiques rassemblées par les Services hydrographiques soient essentiellement destinés à assurer la sécurité de la navigation, ils sont aussi utiles et d'une valeur économique considérable pour la bonne gestion et l'exploitation des ressources marines naturelles. De nos jours, il est devenu évident que le manque d'information hydrographique adéquate nuit non seulement au développement du commerce maritime, mais aussi provoque des retards considérables et coûteux dans l'exploration des ressources.

Les zones côtières riches en sédiments peuvent contenir des dépôts minéraux, en particulier des hydrocarbures qui nécessitent des levés adéquats pour bien identifier les gisements. Si l'existence de ces hydrocarbures est confirmée, l'Etat côtier devra mettre en place des procédures de développement pour la production d'hydrocarbures comprenant des recherches et des études morphologiques des fonds marins, la prise en compte des impératifs de sécurité de navigation dans la zone pour le transport des matières dangereuses, la sécurité des plateformes côtières et de leurs systèmes de transmission posés sur le fond ainsi que la détermination de l'emplacement des puits de production et des conduites sous-marines. Les données bathymétriques et de marée ainsi que les observations météorologiques fournies par les Services hydrographiques constituent un élément fondamental dans le développement de l'industrie des hydrocarbures.

L'industrie de la pêche est aussi une source de richesse nationale. Les pêcheurs ont besoin d'informations en matière de navigation, non seulement pour assurer la sécurité de leurs navires mais aussi pour déployer sans risque leurs chaluts et éviter des pertes coûteuses. En complément, des cartes spéciales pour la pêche, compilées et produites par les Services hydrographiques, sont largement utilisées de nos jours dans les activités halieutiques.

Les pêcheurs ont besoin de ces cartes spéciales pour :

- éviter les pertes d'engins de pêche ou de navires résultant de croches sur des hauts-fonds ou obstructions non cartographiés ;
- identifier les zones de pêche ;
- connaître les zones où la pêche est réglementée ou interdite.

Ce genre d'informations étant soumis à des changements fréquents, une mise à jour périodique est par conséquent nécessaire. Les levés hydrographiques sont essentiels pour l'obtention de données et d'informations à jour ; ils doivent être repris périodiquement.

Les tendances de la pêche moderne s'orientent vers une gestion durable des habitats halieutiques ; à ce titre, la bathymétrie et les autres données océanographiques fournissent une aide importante pour la gestion et le développement des espèces.

La gestion et la protection de l'environnement

La sécurité et la précision de la navigation sont des facteurs essentiels pour la protection de l'environnement. Les pollutions causées par les naufrages et les nappes d'hydrocarbures sont une cause de dégâts majeurs dont les conséquences économiques sont plus catastrophiques qu'on ne l'imagine communément. Dans certains cas, les estimations ont pu atteindre jusqu'à 3 milliards de dollars US pour un seul accident.

La valeur et l'importance de la sécurité de la navigation pour la protection de l'environnement ont été reconnues à l'échelle internationale. A cet égard, il a été noté au chapitre 17 de l'ordre du jour de la Conférence des Nations Unies sur l'environnement et le développement, organisée en 1992, que « **l'hydrographie et la cartographie marine sont d'une importance vitale pour la sécurité de la navigation** ».

Sciences de la mer

Les sciences de la mer dépendent largement des informations bathymétriques. Les modèles de marée et de circulation mondiale, les modèles locaux et régionaux pour les études scientifiques diverses, la géologie, la géophysique marine, le déploiement et l'emplacement des instruments scientifiques et beaucoup d'autres aspects des sciences de la mer dépendent des données bathymétriques fournies par les Services hydrographiques.

Infrastructure nationale de données spatiales

A l'ère de l'information, les gouvernements se rendent compte que la bonne qualité et la gestion adéquate des données spatiales constituent un facteur essentiel au développement économique et commercial et à la protection de l'environnement. C'est pour cette raison que beaucoup d'Etats constituent actuellement une infrastructure nationale de données spatiales (NSDI) rassemblant tous les services et bases de données des organismes nationaux qui fournissent des données spatiales, par exemple, les données topographiques, géodésiques, géophysiques, météorologiques, et bathymétriques. Le Service hydrographique est un contributeur important dans le développement d'une infrastructure nationale de données spatiales.

Délimitation des frontières maritimes

De bonnes données hydrographiques sont essentielles pour une délimitation adéquate des frontières maritimes telles que détaillées dans la Convention des Nations Unies sur le Droit de la mer.

Défense nationale

Les Marines nationales sont de grandes utilisatrices de cartes marines et de produits associés, parce qu'elles sont appelées à opérer dans plusieurs régions maritimes à travers le monde et doivent par conséquent détenir une collection importante de cartes. Les risques exceptionnels associés au transport de munitions et d'armements nucléaires obligent ces navires à disposer à bord d'informations nautiques à jour. Les données et les informations nautiques fournies par les Services hydrographiques nationaux comportent une grande variété de produits utilisés dans les opérations navales. Les navires, les sous-marins, la lutte anti-sous-marine, le dragage des mines, les opérations

aéronavales ont tous besoin de produits d'informations nautiques différents les uns des autres. Les données hydrographiques et océanographiques nécessaires pour la préparation de ces produits doivent être disponibles afin d'optimiser l'effort national en matière de défense.

Tourisme

De bonnes cartes marines sont particulièrement nécessaires au développement du tourisme, surtout pour les navires de croisière, et le potentiel économique représenté par l'industrie des navires de croisière revêt une importance énorme pour les pays en voie de développement. Cependant, cette source considérable de revenus ne peut pas être développée convenablement si la sécurité de la navigation n'est pas assurée sur les sites touristiques lointains en raison de l'absence ou du manque de cartes marines adéquates. Le tourisme est l'une des industries du 21^e siècle qui possède le plus grand potentiel de croissance.

Les navires de plaisance

Le monde de la plaisance représente un grand pourcentage de navigateurs. Généralement, les bateaux de plaisance ne sont pas tenus d'avoir des cartes marines à bord et les plaisanciers ne veillent pas toujours à la mise à jour de leurs cartes. Cependant, l'avènement de la carte électronique de navigation permet à l'utilisateur d'un navire de plaisance d'avoir accès à de l'information nautique à jour ainsi qu'à d'autres informations à valeur ajoutée, comme, par exemple, l'emplacement d'une marina, etc. Ce développement peut amener les plaisanciers à devenir de plus grands usagers des données hydrographiques, car de plus en plus de particuliers peuvent s'offrir un bateau de plaisance. Le revenu généré par ce secteur connaît une croissance significative dans certains pays.

Il est à noter qu'il est extrêmement difficile de déterminer les retombées économiques et commerciales d'un programme national d'hydrographie, mais plusieurs études menées par des Etats membres de l'OHI ont démontré que le rapport coûts-avantages était de l'ordre de 1 à 10 pour les grands pays maritimes. Il est également vrai que le volume du commerce maritime est en croissance continue et qu'à l'avenir, l'exploitation et le développement durable des zones maritimes nationales deviendront une préoccupation majeure des gouvernements et de l'industrie.

Il est à noter aussi qu'économiquement parlant, un programme hydrographique national est considéré comme relevant du « bien collectif ». Ceci pour dire que les services requis au nom de l'intérêt public ne peuvent pas être fournis à des niveaux optimaux sous la seule contrainte des forces du marché. Pour chaque Etat membre de l'OHI, la fourniture de services hydrographiques relève de la responsabilité du gouvernement central, comme étant une composante essentielle au développement économique du pays. Le caractère général et économiquement important de cette activité a pu être parfois occulté par l'accent mis sur tel ou tel secteur d'intérêt associé à la fourniture de services hydrographiques et plus récemment par des exigences législatives ou réglementaires. Il n'en reste pas moins que la dimension et l'intérêt économique de l'hydrographie méritent une plus grande attention que celle reçue dans le passé.

CHAPITRE 1 PRINCIPES DES LEVES HYDROGRAPHIQUES

1. INTRODUCTION

Un levé hydrographique traite de la configuration du fond marin et des aires terrestres adjacentes aux mers, océans, lacs, rivières, bassins portuaires, et autres étendues d'eau existant sur la terre. Au sens strict, il est défini simplement comme un levé des régions aquatiques; cependant, il peut inclure une large variété d'autres objectifs, comme la mesure des marées, des courants, de la gravité, du magnétisme terrestre et la détermination des propriétés physiques et chimiques de l'eau. L'objectif principal de la plupart des levés hydrographiques est d'obtenir les données essentielles pour la compilation des cartes marines avec un accent sur les détails qui peuvent affecter la sécurité de la navigation. Les autres objectifs incluent l'acquisition des informations nécessaires à l'établissement des produits nécessaires à la navigation, à la gestion des zones côtières, à l'ingénierie et à la science¹.

Le but d'un levé hydrographique est :²

- de recueillir des données géoréférencées, lors des levés réguliers en mer, le long des côtes et à terre. Ces données sont relatives à :
 - ◆ la configuration de la côte, y compris les infrastructures artificielles pour la navigation maritime, c.-à-d. tous les objets remarquables sur la côte qui intéressent les marins ;
 - ◆ les profondeurs dans la zone, présentant de l'intérêt en regard des risques encourus par la navigation et de toutes les autres activités marines ;
 - ◆ la nature des fonds marins ;
 - ◆ les marées et les courants ;
 - ◆ les propriétés physiques de la colonne d'eau ;

- de traiter l'information recueillie pour créer des bases de données permettant la production de cartes thématiques, de cartes marines et autres types de documents nécessaires à la satisfaction des besoins les plus courants cités ci-après :
 - ◆ navigation et gestion du trafic maritime ;
 - ◆ opérations navales ;
 - ◆ gestion intégrée des zones côtières ;
 - ◆ protection de l'environnement marin ;
 - ◆ exploitation des ressources marines et pose de câbles et conduits sous-marins ;
 - ◆ délimitation des frontières maritimes (mise en pratique de la convention UNCLOS) ;
 - ◆ études scientifiques.

Les marins font une entière confiance aux cartes marines et si aucun danger n'est indiqué, ils considèrent qu'il n'en n'existe pas, aussi la carte marine est-elle le produit final principal d'un levé hydrographique. Sa précision et son adéquation dépendent de la qualité des données recueillies pendant le levé³. Une carte marine est une représentation graphique de l'environnement marin illustrant la nature et la forme de la côte, les profondeurs des eaux, le caractère général et la configuration des fonds, les emplacements des dangers pour la navigation, l'état de la marée, les avertissements relatifs aux aides artificielles à la navigation et les caractéristiques du champ magnétique terrestre. Les cartes marines actuelles peuvent être présentées sous la forme d'une carte papier traditionnelle ou d'une ENC (carte électronique de navigation).

¹ NOAA Hydrographic Manual Part-1, Edition July 4, 1976, P-1-3, www.thsoa.org/pdf/hm1976/part1ch123.pdf

² Organisation Hydrographique Internationale, Monaco, *Les politiques maritimes nationales et les services hydrographiques* (M-2), P-13

³ NOAA Hydrographic manual Part-1, Edition July 4, 1976, P-1-3, www.thsoa.org/pdf/hm1976/part123.pdf

Une ENC n'est pas simplement la version numérique d'une carte papier; elle introduit une nouvelle méthode de navigation avec des capacités et des limitations très différentes de celles de la carte papier. Elle est devenue l'équivalent légal de la carte papier tel qu'approuvé par l'Organisation Maritime Internationale. Les divergences d'objectifs ont conduit à la publication de plusieurs « nouvelles générations » de cartes. Les cartes bathymétriques développées à partir des données numériques ou créées à partir des données obtenues par sondeurs–multifaisceaux permettent la visualisation du relief sous-marin en utilisant des teintes bleues variables et des isobathes. De la même façon, les mosaïques du sondeur latéral ont été publiées sous forme de cartes ou d'atlas pour caractériser les larges structures géomorphologiques. Ces cartes n'ont plus comme objet la sécurité de la navigation, mais plutôt, la connaissance de l'environnement exigée pour la navigation sous-marine, les recherches océanographiques ou les applications à but économique, telles que la pose de câbles sous-marins, la prospection minière des fonds marins et l'exploitation des hydrocarbures.

Les techniques de levés hydrographiques connaissent des innovations fondamentales dans le domaine du recueil des données. Les sondeurs acoustiques multifaisceaux (SMF) et les lasers aéroportés assurent maintenant une couverture presque totale du fond comparé aux sondages réalisés auparavant au moyen de profils bathymétriques obtenus par sondeur à faisceau vertical. La possibilité de pouvoir positionner précisément les données dans le plan horizontal s'est énormément accrue grâce à la disponibilité de systèmes de positionnement par satellites, tout particulièrement lorsque ceux-ci sont renforcés par des techniques différentielles. Ces développements technologiques ont été particulièrement significatifs et les navigateurs peuvent maintenant déterminer eux-mêmes leurs positions avec une précision plus grande que celles indiquées sur les cartes anciennes.⁴

2. LEVÉS HYDROGRAPHIQUES

2.1 Spécifications des levés

La décision d'effectuer un levé est le résultat d'un ensemble de considérations d'opportunité, de demandes ou de rapports des usagers, de besoins de défense et de toute autre expression de besoin. L'inscription au programme d'un levé spécifique suit une évaluation de tous ces besoins classés en fonction de priorités. Parmi les nombreux facteurs objectifs et subjectifs qui influencent ces priorités se trouvent la stratégie interne du SH, l'appréciation qualitative et quantitative de la fréquentation et du trafic maritime, l'état des levés dans la zone et la nature évolutive des fonds⁵.

Afin de répondre de manière systématique aux spécifications des différents besoins exprimés dans la zone à lever, quatre ordres de précision ont été définis dans la publication S-44 de l'OHI, édition 2008. Ces ordres sont décrits dans les paragraphes qui suivent. Le tableau 1 en donne un aperçu général, mais elle doit être consultée en regard des normes complètes.⁶

2.1.1 Ordre spécial C'est le plus rigoureux de tous les ordres et son usage est réservé aux parages pour lesquels la profondeur disponible sous la quille revêt une importance critique. La sensibilité de ce critère fait qu'une couverture complète des fonds est exigée et que la taille des objets à détecter au cours du levé est intentionnellement très petite. Par suite de la criticité du tirant d'eau, il n'est pas envisagé d'appliquer cet ordre aux fonds de plus de 40 mètres. Des exemples de zones pour lesquels une couverture complète doit être envisagée sont les aires de mouillage, les ports et les seuils critiques des chenaux empruntés par le trafic maritime.

2.1.2 Ordre 1a Cet ordre est réservé aux zones pour lesquelles les fonds sont suffisamment faibles pour que des obstructions naturelles ou artificielles constituent des dangers potentiels pour la

⁴ Organisation Hydrographique Internationale, Monaco, *Les politiques maritimes nationales et les services hydrographiques* (M-2), P-24

⁵ NOAA Hydrographic manual Part-1, Edition July 4, 1976, P-2-1, www.thsoa.org/pdf/hm1976/part1ch123.pdf

⁶ Organisation Hydrographique Internationale, Monaco, *Normes de l'OHI pour les levés hydrographiques (5e édition)*

navigation de surface, mais où la profondeur disponible sous la quille est moins critique que pour l'ordre spécial décrit ci-dessus. Du fait de la présence possible d'obstructions naturelles ou artificielles dangereuses pour la navigation, une couverture complète des fonds est également exigée, mais la taille des objets est plus grande que pour l'ordre spécial. L'importance du facteur tirant d'eau décroît avec l'augmentation des profondeurs, aussi la taille des objets à détecter augmente-t-elle par fonds de plus de 40 mètres. L'ordre la peut être limité aux fonds de moins de 100 mètres.

2.1.3 Ordre 1b Cet ordre est destiné aux fonds de plus de 100 mètres pour lesquels une représentation générale des fonds peut être considérée comme suffisante pour les besoins de la navigation commerciale transitant dans la zone. Une couverture complète n'est pas requise, ce qui peut se traduire par le fait que des détails peuvent échapper aux investigations bien que l'espacement maximum entre profils soit choisi afin de limiter la taille des structures non détectées. Cet ordre n'est recommandé que quand la profondeur disponible sous la quille n'est plus un critère. Un exemple sera une zone où la morphologie des fonds est telle que la présence d'une remontée de fond naturelle ou artificielle dangereuse pour les navires transitant dans la zone soit improbable.

2.1.4 Ordre 2 Cet ordre est le moins exigeant de tous ; il est destiné aux parages pour lesquels la profondeur est telle qu'une représentation générale des fonds est suffisante. Une couverture complète des fonds n'est plus nécessaire. Il est recommandé de limiter l'ordre 2 aux profondeurs de plus de 100 mètres car on peut estimer qu'au-delà de cette valeur, l'existence de remontées de fond naturelles ou artificielles qui auraient échappées au levé d'ordre 2, bien que suffisamment importantes pour représenter un danger pour la navigation, est peu probable.

2.2 Planification des levés

La planification des levés couvre une large gamme d'activités partant de l'instruction du levé au sein du Service hydrographique, incluant la rédaction des Instructions Techniques (IT) et la planification détaillée des travaux et se concluant par l'inscription du levé à la programmation d'un navire hydrographique ou d'une mission embarquée. Elle comprend des échanges au niveau central avec les administrations concernées, la recherche d'autorisations par la voie diplomatique et l'allocation de nombreuses ressources coûteuses. Elle inclut également des choix quant à l'affectation des moyens et le management au jour le jour des activités hydrographiques à la mer. La planification des levés consiste à prendre en compte toutes ces activités pour en faire un ensemble cohérent, ayant pour but la réalisation des travaux programmés.

Un levé commence longtemps avant le début du recueil des données. Parmi les décisions à prendre, on trouve notamment⁷ :

- les limites exactes de la zone à lever ;
- le type de levé (reconnaissance ou levé classique) et l'espacement des profils choisi en fonction de l'échelle de la carte qu'ils contribueront à établir ;
- la durée des travaux (court ou long terme) ;
- le type de plateforme (navires hydrographiques, vedettes, aéronefs, navires affrétés ou fournis au titre d'accords de coopération) ;
- les données complémentaires (couvertures photographiques aériennes ou satellitaires, géodésie, marée) ;
- les facteurs limitatifs (budget, contraintes diplomatiques ou opérationnelles, limites des systèmes de positionnement, logistique).

⁷ Cf. Bowditch -The American Practical Navigator, P-411, <http://www.irbs.com/bowditch/>

TABLEAU 1

Normes minimales applicables aux levés hydrographiques

(Liste à consulter en regard des normes complètes de la publication S-44 de l'OHI, 5^{ème} édition 2008 - <http://www.iho-ohi.net>)

Ordre	Spécial	1a	1b	2
Description des zones à lever	Zones pour lesquelles le tirant d'eau est un facteur critique	Zones de fonds inférieurs à 100 mètres, mais où la profondeur disponible sous la quille est moins critique quoique des remontées de fonds significatives pour la navigation puissent exister.	Fonds de plus de 100 mètres, mais où la profondeur disponible sous la quille n'est plus un facteur sensible pour la navigation de surface.	Zones de profondeurs supérieures à 100 mètres et où une représentation générale des fonds est considérée comme suffisante.
Niveau de confiance maximum admissible: Incertitude horizontale totale : 95%	2 mètres	5 mètres + 5% de la profondeur	5 mètres + 5% de la profondeur	20 mètres + 10% de la profondeur
Niveau de confiance maximum admissible: Incertitude verticale totale : 95%	a = 0.25 mètre b = 0.0075	a = 0.5 mètre b = 0.013	a = 0.5 mètre b = 0.013	a = 1.0 mètre b = 0.023
Couverture totale du fond	Exigée	Exigée	Non requise	Non requise
Détection des objets	Objet cubique d'arête > 1 mètre	Objet cubique d'arête > 2 mètres, par profondeurs inférieures à 40 mètres; 10% de la profondeur au-delà de 40 mètres	Sans objet	Sans objet
Espacement maximum des profils	Sans objet (couverture totale)	Sans objet (couverture totale)	3 fois la profondeur moyenne, ou 25 mètres, en prenant celui des deux qui est le plus grand. Pour les levés lidar, espacement des spots : 5 x 5 mètres	4 fois la profondeur moyenne
Positionnement du balisage fixe et des détails topographiques utiles pour la navigation. (degré de confiance à 95%)	2 mètres	2 mètres	2 mètres	5 mètres
Positionnement du trait de côte et des détails topographiques moins utiles pour la navigation. (degré de confiance à 95%)	10 mètres	20 mètres	20 mètres	20 mètres
Positionnement moyen du balisage flottant (degré de confiance à 95%)	10 mètres	10 mètres	10 mètres	20 mètres

Notes :

- 1: Notant que l'incertitude affectant les sondes comporte un terme constant et un terme fonction de la profondeur, la formule ci-dessous sera utilisée pour calculer l'incertitude verticale totale avec un degré de confiance de 95%. Les paramètres « a » et « b » pour chaque ordre indiqué sur le tableau ainsi que la profondeur « d » doivent être introduits dans la formule afin de calculer l'incertitude maximale admissible pour une profondeur donnée :

$$\pm \sqrt{a^2 + (b \times d)^2}$$

où :

- a est le terme de l'incertitude qui est indépendant de la profondeur
 b est le terme de l'incertitude qui varie avec la profondeur
 d est la profondeur
 (b x d) est le facteur de l'incertitude qui varie avec la profondeur
- 2: Pour répondre aux besoins de la sécurité de la navigation, la mise en œuvre d'un système mécanique de dragage hydrographique peut être envisagée pour garantir une profondeur d'eau sous la quille suffisante pour les ordres spéciaux et 1a.
- 3: Par objet cubique, on entend un cube de 1 mètre de côté. Il convient de noter que les critères de détection requis pour les ordres spéciaux et 1a de l'OHI correspondent à des exigences minimales. Dans certaines circonstances, les services ou bureaux hydrographiques peuvent estimer qu'il est nécessaire de détecter des objets de plus faible dimension susceptibles de représenter un danger pour la navigation. Pour l'ordre 1a, le seuil de 40 mètres fixé pour assouplir les critères de détection correspond à un majorant du tirant d'eau des navires.
- 4: L'espacement des profils peut être augmenté si des dispositions particulières destinées à assurer une densité de sondages suffisante sont mises en œuvre.
 « L'espacement maximum des profils » doit être interprété comme:
 - l'espacement des profils pour les sondeurs monofaisceaux, ou
 - la distance séparant les fauchées dans le cas de systèmes multifaisceaux.
- 5: Ces remarques ne s'appliquent que quand ce type de mesures est requis pour le levé.

Planification des levés (suite du § 2.2)

Une fois ces questions réglées, toutes les informations disponibles dans la zone du levé sont rassemblées et examinées. Une telle collecte peut inclure des couvertures photographiques aériennes, des données satellitales, des cartes topographiques, des cartes marines en service, de l'information géodésique, de l'information sur la marée et tout autre élément qui peut affecter le levé. La direction du SH entreprendra normalement cette planification stratégique en liaison avec d'autres services à la suite de quoi des IT seront rédigées et transmises pour exécution. Les détails fournis dans les IT pourront inclure tout ou partie des points suivants, selon le type de levé :⁸

- les limites du levé ;
- les données requises et leur résolution ;
- la méthode de contrôle du positionnement et la précision recherchée ;
- l'utilisation du sondeur latéral ou de tout autre senseur ;
- si nécessaire, des détails sur les éléments à faire figurer dans le rapport particulier et la date limite d'achèvement des travaux ;

⁸ Admiralty, General Instructions for Hydrographic Surveys (GIHS), Sixth Edition, 1992, P-5-3

- une justification parfois détaillée des priorités du levé, des méthodes à employer, des observations particulières à prendre en compte et toute autre indication pertinente.

De plus, les annexes des IT donnent des instructions ou des recommandations sur les points suivants :

- système géodésique, projection et carroyage à utiliser;
- extrait du fichier d'épaves de la région;
- références de nivellement et observations requises de la marée;
- instructions particulières pour la collecte des données concernant l'océanographie, la géophysique, les instructions nautiques, la photographie aérienne, etc.

À la réception des IT, les hydrographes chargés de l'exécution du levé compilent alors les informations relatives à la célérité du son, la climatologie, la transparence de l'eau, toutes les données des levés antérieurs, les informations provenant des livres des feux, les instructions nautiques et les avis aux navigateurs. L'information sur la marée est examinée en détail et les emplacements des marégraphes sont choisis. Les données de nivellement local sont examinées pour s'assurer qu'elles permettent de satisfaire à la norme de précision attendue et que le marégraphe peut être rattaché à la référence verticale utilisée pour le levé. Le canevas géodésique local est vérifié afin d'en connaître la précision et les anomalies et pour déterminer l'emplacement des stations utilisées par les systèmes de positionnement utilisés au cours des travaux.

L'établissement d'une planification de levé régulier et de la planification détaillée des travaux qui la complète doit permettre de réunir les conditions nécessaires à l'exécution d'un levé dans de bonnes conditions d'efficacité. La planification systématique traite de la façon dont le levé doit être préparé, exécuté et exploité. Cette planification doit être pesée avec soin et tenir compte de tous les imprévus possibles. Elle doit inclure la formation, les logiciels, l'entretien et les mises à niveau des équipements, la logistique, les demandes de données, le calendrier d'exécution, la sécurité et les conditions météorologiques. La planification détaillée s'intéressera aux caractéristiques locales, à la préparation des profils à sonder, au zéro des sondes, à la densité des données, aux équipements spécifiques et à la répartition du personnel chargé d'exécuter les travaux inscrits dans la planification du levé régulier. Quelques aspects de la planification sont évoqués ci-dessous :

- La formation des hydrographes devrait être faite durant les opérations de levé pour s'assurer que les compétences appropriées sont maintenues.
- Les logiciels d'acquisition et de traitement des données sont essentiels dans un levé. Ils doivent être d'emploi facile et le personnel qui les utilise doit être familier avec leurs diverses fonctionnalités.
- Les équipements et les plateformes doivent être choisis en fonction du travail à faire. Certains équipements sont adaptés à des types de levés particuliers alors que d'autres seront plus généraux dans leur utilisation. Il est capital de procéder à un choix d'équipements judicieux.
- Les objectifs du levé vont toujours permettre de décider des besoins en données (densité, couverture et précision). Cependant, s'il n'y a pas de restriction au niveau des coûts et du programme de travail, il est souhaitable de procéder à la mise en œuvre d'un maximum de senseurs.
- Le calendrier d'exécution des travaux est souvent un élément critique dans un levé hydrographique. La demande de données est presque toujours associée à un délai de livraison qui impose de procéder au recueil et au traitement des données à l'intérieur d'un créneau spécifique. Ceci nécessite que les ressources en personnel et en équipements soient disponibles en temps utile. Dans certains cas, si le calendrier de travail ne peut pas être respecté, le levé ne sera pas prescrit et d'autres sources

d'information seront envisagées. Cela étant, il est important de planifier et d'analyser tous les aspects de la planification du levé régulier avec comme premier objectif, le respect du calendrier.

- La Sécurité est la principale considération. Il est primordial que la personne responsable sur le site fasse une évaluation de chaque situation pour parer aux dangers potentiels et s'il y a des risques, prenne des dispositions avant de poursuivre.
- L'information des autorités locales et des administrations portuaires doit être faite suffisamment tôt pour leur permettre d'alerter les pratiques.
- Les profils de sonde réalisés au moyen de sondeurs multifaisceaux doivent être parallèles aux isobathes de la zone à sonder, ce qui a pour effet de réduire les problèmes de recouvrement résultant des différentes tranches de profondeurs. A l'inverse, avec les sondeurs verticaux monofaisceaux, les profils doivent être perpendiculaires aux isobathes pour faciliter la détermination des changements de profondeurs. Les profils d'un sondeur multifaisceaux doivent être espacés de façon à obtenir un bon recouvrement ou une bonne densité de données afin de satisfaire aux normes de la publication S-44.
- L'indication des références géodésiques fait partie des données fondamentales du levé. Suivant les règles de l'art, il faut préciser clairement dans le rapport particulier du levé les références verticales et horizontales et les procédures de contrôle utilisées pour les confirmer. Le système WGS-84 est d'un emploi généralisé dans le monde.
- La densité des données variera selon les méthodes de levé, les profondeurs et le besoin. Les méthodes de levé seront déterminées en fonction des équipements disponibles, du personnel et des conditions locales. Si l'on ne dispose que d'un sondeur vertical monofaisceau, la densité des données sera plus faible. Avec un système multifaisceaux, plus la profondeur est grande, moins dense seront les données, à moins d'effectuer plusieurs profils. Le type de levé conditionnera la redondance des données ou les recouvrements.
- Il est important de standardiser autant que possible les équipements afin d'optimiser la formation, l'entretien et les frais généraux.

2.3 Acquisition des données

L'acquisition des données dépend de plusieurs facteurs. Les besoins du levé, les plateformes utilisées, les équipements disponibles et le temps alloué à une tâche particulière détermineront la quantité de données acquises. Une quantité importante de données peut être acquise en utilisant les derniers logiciels hydrographiques et des capteurs tels que les sondeurs multifaisceaux. En fait, le but du levé dictera toujours le besoin en données (densité, recouvrement et précision). Cependant, s'il n'y a pas de contraintes au niveau des coûts et du calendrier, le plus grand nombre de données possible devra être acquis durant les travaux sur le terrain. La collecte des données devra être faite de façon méthodique en commençant par une extrémité de la zone et en terminant par l'autre.

Il convient de faire la différence entre le recouvrement et la densité des sondages. La densité des sondages est le nombre de sondes par unité de surface alors que le recouvrement est relatif à la redondance des données ou au recueil de données à différents moments au même emplacement. Le type de levé définit les besoins en recouvrements. La couverture totale du fond sera fonction de la densité des données, laquelle permettra de s'assurer que toutes les obstructions existantes ont bien été localisées. Ces notions doivent être clairement comprises par ceux qui prescrivent un levé et par ceux qui l'exécutent afin d'assurer la conformité avec les normes de la S-44.

2.4 Traitement des données

Le traitement des données doit être réalisé selon des critères de contrôle de qualité sévères. Les données hydrographiques sont collectées par des systèmes automatisés ou converties dans un format automatisé. Les données finales sont traitées et tracées à l'aide de systèmes informatiques à bord du navire ou dans un bureau à terre. La méthode « acquisition-traitement-acquisition »⁹ est une approche standard pour effectuer un levé hydrographique. Les données collectées sont traitées au fur et à mesure et dans un deuxième temps, les trous dans la couverture et les données douteuses sont resondées. La plupart des systèmes hydrographiques sont capables d'opérer en « *field-finish* » et d'aboutir à un traitement final où les données de levé sont acquises, traitées, tracées et analysées sur le terrain. La planification du levé doit être suffisamment exhaustive pour parvenir à une approche intégrée qui inclue à la fois le traitement des données en temps réel et leur traitement en temps différé. Un exemple d'un tel modèle est donné ci-dessous.¹⁰

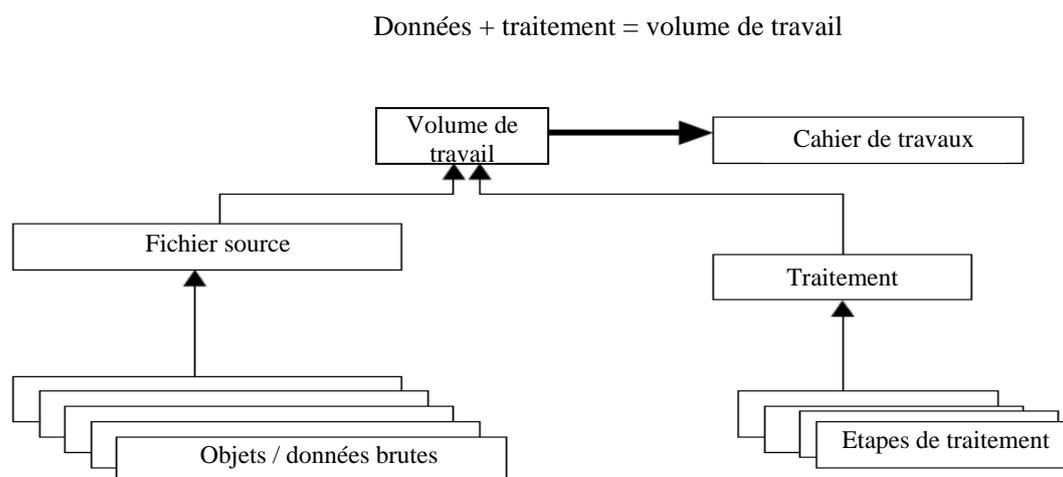


Fig. 1.1 « Modèle de traitement des données »

Ce modèle décrit les différentes procédures pour traiter l'information hydrographique de façon idéale. Ces dernières comprennent plusieurs étapes. Les commentaires sur les résultats et les statistiques relatives à l'exécution de chacune de ces étapes doivent être enregistrés dans un cahier de travaux. De plus, l'origine et les informations générales de qualité pour toutes les nouvelles données doivent être décrites dans un fichier source qui est stocké dans la base de données.

Le but fondamental du traitement des données est la production de données validées, lesquelles ont été suffisamment traitées, c.-à-d., ont subi des transformations au moyen de différentes procédures et à différentes stades, ou ont été suffisamment visualisées pour permettre une évaluation. Les différentes étapes de traitement peuvent être appliquées en temps réel ou en temps différé, mais il faut s'assurer que le produit final répond aux normes et spécifications de l'OHI.

⁹ cf. B. Bourgeois, F. Petry, M. Harris & P. Alleman, "A GIS Integration Approach for Dynamically Reconfigurable Surveys", The Hydrographic Journal, January 1999, P 3-10

¹⁰ cf. Pentti Junni & Ralf Lindgren, "The Hydrographic System – Co-operation, Concept and Future", Finish Maritime Administration, <http://www.esri.com/library/userconf/proc97/proc97/pap619/pap619.html>

Les données brutes doivent être traitées avec soin. Il faut s'assurer que toutes les erreurs ont été éliminées et que toutes les corrections ont été faites, par exemple, l'application des coefficients d'étalonnage et de calage du système et des senseurs ainsi que l'application des corrections variables telles que les profils de célérité ou la marée pour la réduction des sondes. Le processus de traitement doit s'efforcer d'utiliser toutes les sources d'information disponibles pour confirmer qu'aucune sonde pertinente pour la navigation n'a été omise et que les données sont de bonne qualité. Quelques étapes de traitement ont été décrites plus bas à titre indicatif, mais elles ne sont en rien exhaustives.¹¹

- **Position** : Fusion des données de positionnement des différents senseurs (si nécessaire), qualification des données et élimination des sauts de positionnement.
- **Correction des profondeurs** : Les corrections doivent être appliquées pour les variations de hauteurs d'eau, les paramètres des centrales d'attitude et les variations de tirant d'eau du porte-sondeur (changement d'assiette due à la vitesse et changement progressif causé par la consommation de carburant). Il doit être possible de rejouer le traitement des données corrigées en temps réel.
- **Correction d'attitude** : Les données d'attitude (lacets, tangage, roulis) doivent être qualifiées et les sauts de données éliminés.
- **Vitesse du son** : Les corrections dues à la réfraction doivent être calculées et appliquées; si ces corrections ont été déjà appliquées en temps réel lors du recueil des données, il doit être possible de revenir en arrière et d'utiliser un profil de célérité différent. Avec l'apparition des SMF, les corrections de célérité sont devenues critiques.
- **Fusion des positions et des sondes** : Le décalage en temps et le décalage géométrique dû à l'implantation des senseurs doivent être pris en considération.

2.5 Analyse des données

La précision des mesures du levé doit toujours être détaillée afin de démontrer leur fiabilité, car aucun équipement n'est entièrement sans défaut et les erreurs sont présentes dans toutes les observations. De plus, des erreurs sont introduites dans les calculs du fait des approximations ou des arrondis. Les techniques d'observations sont conçues pour éliminer toute les erreurs aléatoires significatives qui peuvent être analysée au moyen de méthodes rigoureuses afin de quantifier la précision des observations. Quelques sources d'erreurs sont présentées ci-dessous avec leur modules et mesures correctives:

ERREUR	MODULE	ACTION CORRECTIVE
Faute opératoire	Grand	Formation, amélioration des méthodes
Constante	Généralement petit, mais fixe	Étalonnage ou procédures
Périodique	Généralement petit, mais variable	Répétition des procédures, même pour les erreurs importantes
Aléatoire	Généralement petit	Elimination par répétition des observations

Les erreurs constantes, systématiques et périodiques sont fréquemment regroupées ensemble sous l'appellation « d'erreurs systématiques ». Les erreurs constantes et systématiques sont cumulatives et ne peuvent pas être réduites par répétition des observations. Les erreurs aléatoires sont présentes dans

¹¹ cf. L.C. 5/2001 de l'OHI: "Guidelines for the Processing of High Volume Bathymetric Data", Para-3.2, datée du 5 oct. 2001.

toutes les observations et le résultat ne peut jamais être exact. Ces erreurs peuvent être positives ou négatives et généralement de petites dimensions.

Il est important de noter qu'aucune méthode de compensation ne pourra donner une solution précise à partir d'observations imprécises. Toutes les erreurs autres que les petites erreurs aléatoires doivent être éliminées avant la compensation. Cependant, il peut être possible d'isoler une erreur « systématique » par analyse, pourvu que les données soient disponibles en nombre suffisant. Il est clairement souhaitable de savoir quand les erreurs constantes et/ou systématiques sont présentes dans les observations. Les erreurs constantes sont souvent difficiles à détecter et peuvent n'apparaître que lors des calculs ou au cours de vérifications spéciales; par exemple un quartz de telluromètre incorrectement étalonné pourra être détecté par comparaison avec un autre telluromètre. Cependant les erreurs périodiques et aléatoires peuvent être détectées par analyse de séries d'observations. La différence algébrique entre chaque observation et la moyenne de toutes les observations d'une série se nomme résidu. S'il n'y a que des erreurs aléatoires, les écarts résiduels varieront aléatoirement en module et en signe (+/-). Si les erreurs sont systématiques, les modules et/ou les signes des résidus reflèteront cette tendance systématique. Pour faciliter l'analyse des données, les attributs des données brutes ainsi que les métadonnées doivent être enregistrés pour évaluation ultérieure.

2.6 Qualification des données

La qualité d'une donnée implique son « adaptation à l'utilisation ». C'est la capacité d'un ensemble de données ou de sa représentation graphique de satisfaire l'opérateur chargé de la validation. L'erreur est la différence entre les données mesurées et la vérité terrain ; son appréciation est l'enjeu principal de la qualification. Le terme erreur est souvent utilisé globalement pour décrire toutes les causes qui font dévier les données de ce qu'elles devraient être¹². Pour permettre une évaluation complète de la qualité des données d'un levé, il est nécessaire d'enregistrer ou d'instruire certaines informations relatives aux données recueillies ; ce type d'information est important pour permettre l'exploitation des données du levé par toutes sortes d'utilisateurs ayant des besoins différents, et *a fortiori* si les besoins en question ne sont pas connus quand les données sont collectées. Le processus de qualification des données consiste à leur adjoindre des attributs dont l'ensemble se nomme métadonnées. Les métadonnées doivent comprendre, au minimum, les informations concernant :¹³

- le levé en général ; par exemple la date, la région, les équipements utilisés, le nom du navire ou de la mission hydrographique ;
- le système de référence géodésique c.-à-d. les références verticales et horizontales, y compris les paramètres de rattachement au WGS84 si un système local est utilisé ;
- les procédures d'étalonnage et leurs résultats ;
- la célérité du son ;
- les données de marée et le processus de réduction des sondes ;
- la précision acquise et les niveaux de fiabilité respectifs.

Les métadonnées doivent être de préférence dans un format numérique et faire partie intégrante des enregistrements du levé. Si ce n'est pas faisable, une information similaire doit être incluse dans les documents du levé. La qualité des données peut être obtenue au moyen d'un contrôle de qualité efficace, par procédé automatique ou manuel.¹⁴

- **Contrôle de qualité automatique (non interactif)** : Les coordonnées (c.-à-d. positions et profondeurs) obtenues sont contrôlées automatiquement par un programme utilisant des

¹² Patrick McGlamery, "Issues of Authenticity of Spatial data", University of Connecticut USA, 66th IFLA Council and General Conference, <http://magic.lib.unconn.edu>

¹³ Organisation Hydrographique Internationale, Monaco - Normes de l'OHI pour les levés hydrographiques (S-44, 5e édition 2008) - Section 5.2.

¹⁴ cf. LC 45/2001 de l'OHI, "Directives pour le traitement d'importants volumes de données bathymétriques", Para-3.3, du 5 oct. 2001.

algorithmes de statistiques convenablement documentés, testés et ayant démontré leur capacité à produire des résultats répétables et précis.

- **Contrôle de qualité manuel (interactif) :** L'utilisation de la visualisation en 3-D est fortement recommandée. Ces outils doivent permettre la visualisation des données avec la possibilité d'agrandir l'image produite. Le système de processus interactif doit aussi offrir différents modes de visualisation, par exemple : les tracés de profondeurs, les tracés d'erreurs, un profil unique, un faisceau unique, la rétrodiffusion, etc. et permettre la visualisation des données du levé conjointement avec les autres informations utiles comme par exemple le trait de côte, les épaves, les aides à la navigation, etc. L'édition des données doit être possible dans tous les modes et inclure un relevé des contrôles effectués en vue d'un audit ultérieur. La visualisation des données doit si possible être géoréférencée. Les *flags* programmés durant l'étape automatique qui correspondent aux sondes minimum distinctes du fond moyen doivent faire l'objet d'une intervention de l'opérateur, au moins pour les levés d'ordre spécial ou d'ordre 1. Si l'opérateur annule ces *flags* durant l'étape automatique, les raisons doivent en être expliquées. Si un *flag* est programmé par l'opérateur, le type choisi doit permettre d'en connaître la raison.

2.7 Qualification des données – Présentation

2.7.1 Diagramme des sources

Traditionnellement, la qualité des données bathymétriques était une procédure subjective. Pour un utilisateur, la qualité des données présentées était portée sur le diagramme des sources (carton de données) de la carte. Ce diagramme est affiché sous forme d'un cartouche inséré dans la carte et qui indique l'origine des levés avec certains détails, par exemple l'échelle, l'espacement des profils, l'année du levé. Malheureusement, la nature de l'information affichée sur un diagramme des sources limite sérieusement l'appréciation de la qualité des données. Par exemple, si l'utilisateur de la carte ignore les caractéristiques d'un balayage au sondeur latéral effectué avant 1970 ou s'il ne comprend pas ce que veut dire un espacement de profils de « n » mètres, le diagramme de sources ne lui sera pas utile pour déterminer la qualité des sondes représentées.

Le concept original du diagramme des sources était de qualifier les données des levés et de représenter les différentes classifications sur un diagramme en termes de : « bonne », « acceptable » ou « mauvaise » qualité. L'intention du diagramme était de fournir au marin une indication sur le danger encouru s'il s'écartait de la route recommandée. Cependant, une inquiétude croissante se fit jour quant à la complexité du diagramme des sources et la difficulté de le maintenir sous une forme accessible à l'utilisateur de la carte. S'ils étaient trop compliqués, les diagrammes des sources devenaient trop difficiles à préparer par les cartographes et pouvaient donner lieu à des erreurs de construction. En définitive, leur utilisation fut négligée par les navigateurs.

Les diagrammes des sources ne sont pas à même de répondre à l'intention première qui était de fournir au marin une indication sur la qualité des données sous une forme très simple. En outre, pour tirer parti des capacités de navigation précise offertes par les ENC et les ECDIS, les utilisateurs avaient besoin d'un classement beaucoup plus accessible de la qualité des données en vue d'une utilisation prudente des informations disponibles. En conclusion, il convient de trouver une alternative au diagramme des sources existant comme indicateur final de qualité.

Les diagrammes des sources et leurs variantes portées sur les cartes sont tous considérés comme présentant les mêmes insuffisances.

2.7.2 Zones de confiance (ZOC)

Le concept des zones de confiance (ZOC) a été développé par l'OHI pour fournir un moyen de classification des données bathymétriques. Les ZOC fournissent un moyen simple et logique pour

faire connaître au navigateur la confiance que l'autorité nationale de cartographie marine accorde à chaque sélection particulière de données bathymétriques. Les zones navigables sont classées en fonction des niveaux de confiance accordés aux données correspondantes en utilisant une combinaison des critères suivants :

- précision de la sonde et de la position,
- exhaustivité des recherches,
- conformité à un plan de qualité approuvé.

Sous ce concept, six ZOC ont été développées et par la suite, approuvées pour être introduites dans la publication S-57 de l'OHI. Les ZOC A1, A2 et B sont générées à partir des levés modernes et futurs, les ZOC A1 et A2 correspondant notamment à une couverture complète des fonds. Les ZOC C et D caractérisent une précision moindre et une qualité médiocre des données, alors que la ZOC U représente des données non encore évaluées au moment de la publication. Les ZOC sont conçues pour être représentées sur les cartes papier sous forme de diagrammes insérés à la place des diagrammes des sources actuels, ainsi que sur les consoles de visualisation.

Il faut préciser que les ZOC sont des normes cartographiques qui n'ont pas pour objet de servir à l'établissement de normes spécifiques pour les levés ou à la gestion de la qualité des données. Les précisions des profondeurs et des positions spécifiées pour chaque ZOC font référence aux erreurs des sondes représentées et n'incluent pas seulement les erreurs de levés mais aussi toutes les autres erreurs introduites au cours du processus de production des cartes. Les paragraphes suivants résument les spécifications propres à chaque ZOC.

2.7.2.1 ZOC A1 : Les données de position et la profondeur sont acquises conformément aux procédures et aux précisions spécifiées. Les levés sont exécutés au moyen de technologies reconnues, capables d'assurer une couverture totale de la zone et de garantir la détection de tous les objets significatifs lors de la mesure des profondeurs. Typiquement, le levé sera rapporté au WGS84, utilisera le DGPS ou un minimum de trois lieux de positionnement et un système multifaisceaux, un sondeur multifréquences ou une drague hydrographique. En raison de la densité des données collectées et du temps considérable nécessaire pour satisfaire à cette norme, il faut considérer que les données de qualification A1 doivent être réservées aux seuils, aux zones de mouillage, aux zones où la hauteur d'eau sous la quille revêt une importance critique, aux chenaux de navigation, aux routes recommandées et aux ports et approches.

2.7.2.2 ZOC A2 : Les données de position et la profondeur sont acquises conformément aux procédures et aux précisions spécifiées. Les levés sont exécutés au moyen de technologies reconnues, capables d'assurer une couverture totale de la zone et de garantir la détection de tous les objets significatifs lors de la mesure des profondeurs. Typiquement, le levé sera exécuté au moyen d'un sondeur moderne associé à un sondeur latéral ou à une drague hydrographique. Bien que les précisions des positions et des profondeurs ne soient pas de la même importance que pour la ZOC A1, la couverture du fond doit être suffisante pour justifier un haut niveau de confiance de la part du navigateur quant à la qualité des données.

2.7.2.3 ZOC B : Les données de position et de profondeur sont acquises conformément aux procédures et aux précisions spécifiées. Cependant, la couverture totale de la région n'a pas été réalisée et certains obstacles non cartographiés, imprévisibles mais potentiellement dangereux pour la navigation, peuvent exister. Ce critère indique au navigateur qu'il peut accorder un degré raisonnable de confiance dans la qualité des données. La ZOC B a la même précision en position et en profondeur que celle de la ZOC A2 et sera attribuée, par exemple, aux levés modernes qui n'ont pas permis d'assurer une couverture surfacique totale et une recherche exhaustive des hauts-fonds. Le marin prudent prendra un pied de pilote plus important dans cette ZOC que dans les ZOC A1 et A2.

2.7.2.4 ZOC C : Les précisions de position et de profondeur sont inférieures à celles acquises pour la ZOC B ci-dessus. Les données de profondeur peuvent provenir d'autres sources que d'un levé

hydrographique régulier contrôlé par des professionnels (par ex. des sondages en route). Il n'y a pas de couverture totale de la zone et des anomalies de profondeur peuvent exister. La ZOC C indique que le marin doit naviguer prudemment et prendre les mesures de sécurité appropriées en portant une attention particulière aux profondeurs dans lesquelles il navigue.

2.7.2.5 ZOC D : Les données de position et de profondeur sont très médiocres ou leur qualité ne peut pas être appréciée faute d'informations. Il n'y a pas de couverture totale de la zone et des anomalies de profondeur peuvent exister.

2.7.2.6 ZOC U : La qualité des données bathymétriques n'a pas encore été déterminée.

TABLE 1.2

Catégories des zones de confiance des données - Table ZOC

1	2	3		4	5
ZOC ¹	Précision de la position ²	Précision de la profondeur ³		Couverture des fonds ⁴	Caractéristiques du levé ⁵
A1	± 5 m	= 0,50 m + 1% de la profondeur		Recherches exhaustives dans la zone. Tous les hauts-fonds significatifs détectés ont été cotés.	Contrôle géodésique et mesure de haute précision des positions et des profondeurs du levé régulier effectués au moyen d'un DGPS ou d'un minimum de trois lieux de positionnement et d'un système multi-faisceaux ou multi-fréquences ou d'une drague hydrographique.
		Profondeur d (m)	Précision (m)		
		10	± 0,6		
		30	± 0,8		
		100	± 1,5		
		1000	± 10,5		
ZOC¹					
A2	± 20 m	= 1,00 m + 2% d		Recherche exhaustive dans la zone. Tous les hauts-fonds significatifs détectés ont été cotés.	Contrôle géodésique et mesure des positions et des profondeurs du levé régulier moins précis que pour la zone 1. Utilisation d'un sondeur moderne couplé à un sondeur latéral ou à une drague hydrographique.
		Profondeur d (m)	Précision (m)		
		10	± 1,2		
		30	± 1,6		
		100	± 3,0		
		1000	± 21,0		
B	± 50 m	= 1,00 m + 2% d		Recherches dans la zone conduites de manière non-exhaustive. Des remontées de fond inattendues, mais non détectées et susceptibles de présenter un danger pour la navigation peuvent subsister.	Contrôle géodésique et mesure des profondeurs du levé régulier similaires à ceux de la ZOC A2 mais moins précis en position. Utilisation d'un sondeur acoustique moderne mais pas d'un sondeur latéral ni d'une drague hydrographique.
		Profondeur d (m)	Précision (m)		
		10	± 1,2		
		30	± 1,6		
		100	± 3,0		
		1000	± 21,0		

C	± 500 m	= 2,00 m + 5% d		Recherches dans la zone conduites de manière non exhaustives. Des anomalies de profondeur peuvent être rencontrées.	Levé de faible précision ou données recueillies de manière occasionnelle telle qu'un sondage en route.
		Profondeur d (m)	Précision (m)		
		10	± 2,5		
		30	± 3,5		
		100	± 7,0		
		1000	± 52,0		
D	Moins bonne que pour la ZOC C	Moins bonne que pour la ZOC C			Qualité médiocre ou données qui ne peuvent pas être qualifiées par manque d'informations.
U		Précision non appréciée			

Notes :

Pour choisir une catégorie ZOC, toutes les conditions résumées dans les colonnes 2 à 4 du tableau doivent être satisfaites. Les renvois figurant dans le tableau ont les significations suivantes :

1. L'allocation d'une ZOC indique que les données satisfont aux critères minimaux de précision en position et en profondeur et que la couverture des fonds est conforme aux définitions du tableau. Les catégories de ZOC reflètent une norme cartographique et pas seulement une norme de levés hydrographiques. Les précisions de profondeur et de position spécifiées pour chaque catégorie de ZOC s'appliquent aux sondes portées sur les cartes ; elles incluent non seulement les erreurs du levé mais aussi celles introduites dans le processus de préparation finale de la carte. Les données peuvent également être qualifiées au moyen de la classe d'objet « qualité des données » (M_QUAL) des sous attributs comme suit :
 - Les précisions de position (POSACC) et de sondes (SOUACC) peuvent être utilisées pour indiquer qu'une précision de position et de profondeur meilleure que celle définie dans le tableau a été atteinte (par exemple, cas d'un levé non-surfacique qui ne peut être classé mieux que ZOC B, mais dont la précision des positions serait par exemple de ±15 mètres, le sous attribut POSACC peut être utilisé pour indiquer cette information).
 - Les zones draguées, dont la cote du seuil de dragage est connue avec précision mais dont les profondeurs moyennes sont moins précises, peuvent recevoir un niveau de ZOC plus élevé (c.-à-d. A1 ou A2) pourvu que les précisions en position et en profondeur du contour dragué concordent avec les critères de ce tableau. Dans le cas présent, la gamme de profondeur 1 (DRVAL 1) pourra être utilisée pour spécifier la cote draguée tandis que les critères de précision en position s'appliqueront aux limites du contour.
 - SURSTA, SUREND et TECSOU peuvent être utilisés pour indiquer les dates du début et de fin de levé ainsi que les techniques de sondage mises en œuvre.
2. Le critère de précision de positionnement à 95% d'incertitude (2 sigmas) pour une référence horizontale donnée est la somme de toutes les erreurs de levé, de transformation, de numérisation, etc. La précision de positionnement n'a pas à être calculée rigoureusement pour les ZOC B, C et D mais elle peut être estimée en se basant sur le type d'équipement, les courbes d'étalonnage, la précision historique, etc.

3. La précision des sondes à 95% d'incertitude (2 sigmas) représentée, par exemple, pour la ZOC A1 = 0,50 mètre + 1 %·d où d est la profondeur de la sonde en mètres. La précision en profondeur n'a pas besoin d'être calculée rigoureusement pour les ZOC B, C et D mais peut être estimée en se basant sur le type d'équipement, les courbes d'étalonnage, la précision historique etc.
4. Les hauts-fonds significatifs sont ceux qui dépassent les profondeurs environnantes de plus que :

Profondeur	Objet significatif
< 10 mètres	>0,1 fois la profondeur
10 à 30 mètres	>1,0 mètre
>30 mètres	>0,1 fois la profondeur moins 2,0 mètres

Note : les marins doivent tenir compte des limites de leur sondeur en appliquant les marges de sécurité.

5. Caractéristiques du levé - ces descriptions ne sont fournies qu'à titre d'exemple.
6. Les contrôles géodésiques mentionnés à la colonne 5 (ZOCs A1, A2 et B) sont relatifs à une préparation du levé régulier selon des profils définis dans un système géodésique qui peut être transformé en WGS 84.
7. Sondeur acoustique moderne : sondeur vertical monofaisceau de précision hydrographique correspondant généralement à tous les sondeurs conçus après 1970.

2.8 Production des données

La production finale des données peut être faite sous forme analogique ou numérique. Un diagramme schématique de cette production figure ci-dessous :

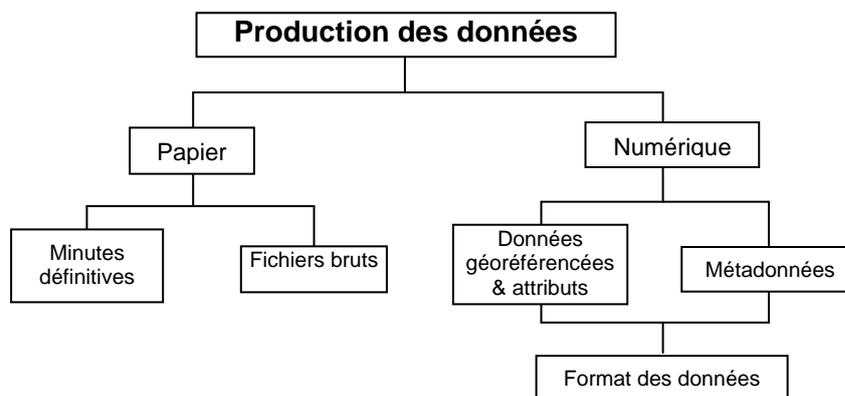


Fig. 1.2 « Diagramme schématique de la production numérique »

Les données **numériques** doivent être traitées dans un format défini afin d'être importées directement dans une base de données principale. Comme chaque dossier de levé inclut de nombreuses annexes techniques et fichiers de données numériques, les éléments livrés doivent être clairement renseignés de façon à pouvoir être compris sans ambiguïté par le personnel du Service hydrographique chargé de les exploiter. Concrètement, les procédures opérationnelles standards de l'OHI qui couvrent de tels documents et fichiers de données numériques doivent être appliquées par les équipes de terrain.

Les données **manuscrites** ou **analogiques** doivent être claires, concises, exprimées lisiblement et proprement étiquetées et identifiées.¹⁵

Une fois les données collectées, traitées et tracées sous forme de minutes d'écriture définitives (ou fichier numérique équivalent), l'inventaire définitif des éléments livrés est adressé au Service hydrographique. Cet inventaire doit généralement inclure¹⁶ :

- des minutes d'écriture ;
- les fichiers numériques de ces minutes avec leurs attributs;
- des fichiers de données bathymétriques brutes et traitées;
- des fiches d'observatoires de marée, de célérité du son et de configuration des porte-sondeurs;
- des fichiers de données du sondeur latéral;
- un rapport particulier et des rapports supplémentaires;
- des cahiers d'observations et une documentation sur le traitement;
- des relevés d'étalonnages.

2.9 Traitement des données à des fins cartographiques

Le traitement des données à des fins cartographiques requiert une combinaison d'opérateurs qualifiés, de données spatiales et descriptives, de méthodes analytiques, de logiciels et d'équipements informatiques – organisés pour automatiser, gérer et livrer l'information sous la forme de cartes papier et de cartes numériques. Précédemment, l'utilisation principale des bases de données était la production de cartes papier. L'évolution des technologies de navigation a nécessité de nouveaux besoins en termes de précision, de fiabilité et de format des cartes marines. La précision des cartes doit être compatible avec la précision croissante des systèmes de positionnement. Afin de bénéficier de la dynamique des méthodes de positionnement modernes, la demande en cartes numériques s'est développée parallèlement aux cartes papier traditionnelles. Une norme internationale pour les données hydrographiques numériques a été développée par l'Organisation hydrographique internationale. La version validée de la norme S-57 version 3.1 a été adoptée comme norme officielle de l'OHI en novembre 2000 et a également été retenue par l'Organisation maritime internationale (IMO) comme étant la norme de performance pour les ECDIS (*Electronic Chart Display and Information Systems*). Le S-57 décrit les normes à utiliser lors de l'échange de données numériques entre services hydrographiques nationaux et lors de la distribution des données numériques et des produits aux industriels, aux marins et autres utilisateurs de données. Le produit numérique le plus important livré dans le format S-57 est la carte électronique de navigation (ENC). La demande croissante et rapide d'ENC a conduit plusieurs Services hydrographiques à établir deux chaînes de production distinctes, l'une pour les ENC et l'autre pour les cartes papier. Il est essentiel pour la sécurité de la navigation que ces produits soient cohérents. Un service standard de traitement des données à des fins cartographiques est structuré autour des quatre sous-systèmes fonctionnels suivants¹⁷ (Figure 1.3) :

- **Acquisition des données** : Le sous-système d'acquisition permet à l'opérateur de saisir, collecter et transformer les données spatiales et thématiques sous une forme numérique. Les données saisies sont toujours issues d'une combinaison de cartes papier, de photographies aériennes, d'images satellite, de rapports, de documents de levé, etc.
- **Base de données – sauvegarde et récupération** : Le sous-système de sauvegarde et de récupération organise les données spatiales et leurs attributs sous une forme qui permette

¹⁵ <http://www.hydro.navy.gov.au/news/htf/htf.pdf>

¹⁶ Cf. Lieutenant Eric J. Sipos et Castle Parker, spécialiste en sciences physiques, "NOAA AHB Quality Assurance Inspections for Contract Hydrographic Surveys", NOAA Hydrographic Survey Division, USA

¹⁷ cf. Dan Sherrill et Asa Carlsson, "The JANUS Solution for Hydrographic Information", T-Kartor AB Sweden-Box 5097 – S-291 05 Kristianstad – Sweden, ds@t-kartor.se & ac@t-kartor.se

une récupération rapide par l'opérateur à des fins d'analyse et lui permette également de procéder à une mise à jour rapide et précise de la base de données.

- **Base de données – manipulation et analyse** : Le sous-système de manipulation et d'analyse permet à l'opérateur de définir et d'exécuter des tâches à partir de l'information spatiale et des attributs afin de générer de l'information dérivée. Ce sous système est communément considéré comme étant le cœur d'un système d'information géographique (GIS) et par conséquent se démarque des autres systèmes d'information de base de données et des systèmes informatisés assistés par ordinateur (CAD).
- **Données extraites** : Le sous-système d'extraction de données permet à l'opérateur de générer des visualisations graphiques, normalement sous forme de cartes et de tableaux de produits dérivés.

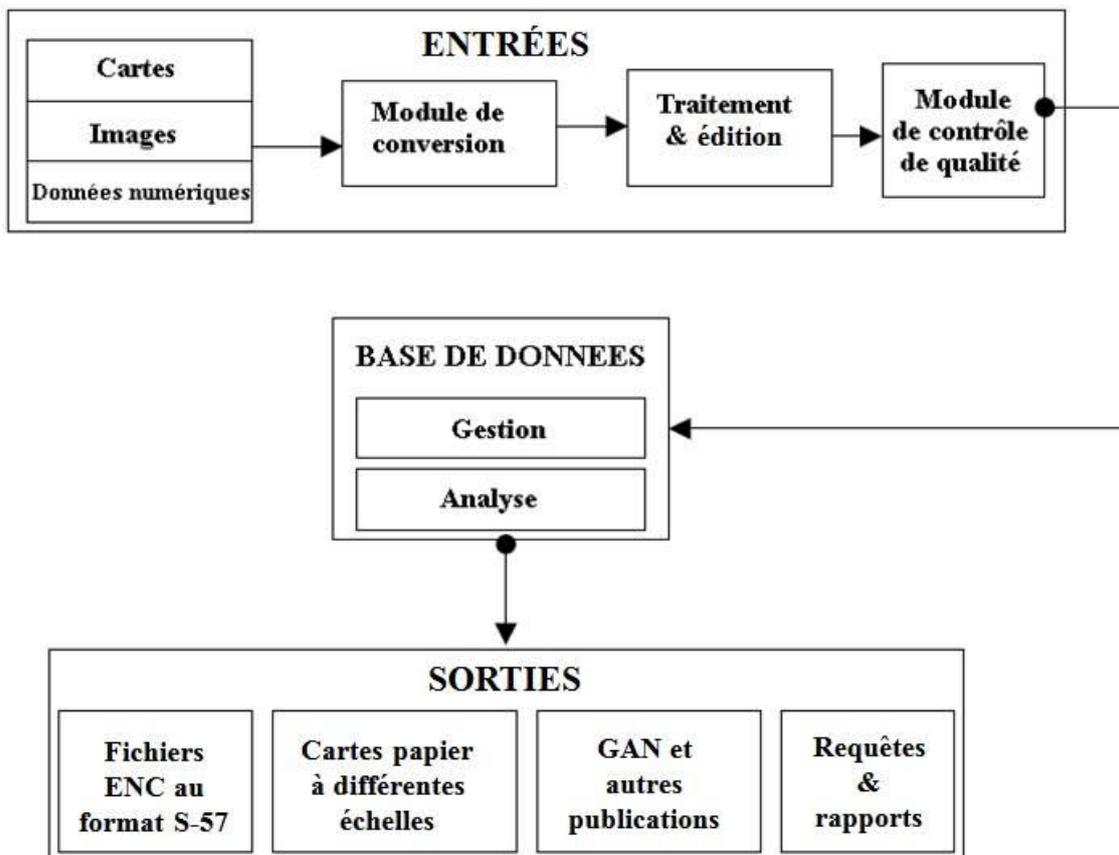


Fig. 1.3 « Sous-système fonctionnel de traitement des données »

On retrouve quatre composants/acteurs dans un système de traitement des données, les données proprement dites, l'équipement informatique, les logiciels, et les opérateurs.¹⁸ Tel qu'illustré dans la figure 1.4, ces composants doivent être intégrés ; ils sont reliés entre eux et doivent progresser de concert afin d'assurer la gestion et l'analyse des données spatiales ou cartographiques.

¹⁸Cf. Lloyd P. Queen et Charles R. Blinn, "The Basics of geographic Information Systems", lqueen@mercury.forestry.umn.edu and cblinnlqueen@mercury.forestry.umn.edu

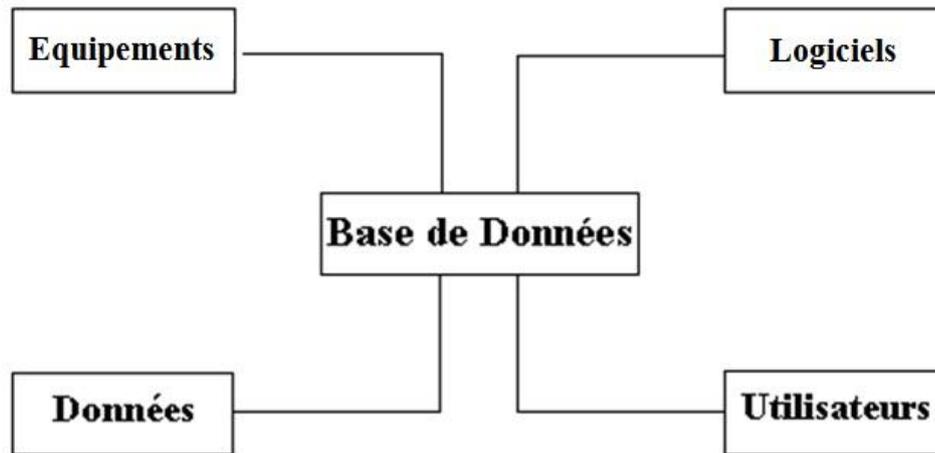


Fig. 1.4 Les quatre composants d'un système de traitement de données à fins cartographiques

- **Données** : Toutes les données contenues dans une base de données sont soit des données spatiales, soit des attributs. Les données spatiales indiquent le lieu où quelque chose se produit ; les attributs qualifient ce qui se produit, à savoir la nature ou les caractéristiques des données spatiales.
- **Équipement informatique** : Le poste informatique doit être capable de supporter la saisie, l'extraction, le stockage, le recouvrement, la visualisation et l'analyse des données.
- **Logiciel** : Le logiciel utilisé doit être dynamique et disposer d'une grande variété de capacités fonctionnelles.
- **Opérateur** : Le terme « opérateur » fait référence à tout individu ou cartographe qui utilise le système de traitement des données du levé en vue de réaliser un projet ou un programme spécifique, ou l'organisation qui les coiffe.

2.9.1 Processus de compilation

La compilation des données nécessite l'assemblage de toutes les données spatiales et de tous les attributs dans un système d'information géographique (SIG). Les données d'une carte avec les bonnes projections, les échelles et les systèmes de coordonnées doivent être rassemblés dans ce SIG afin de procéder au traitement cartographique. Les données doivent aussi être examinées sous l'angle de leur compatibilité en termes de contenu et d'époque d'acquisition. Finalement, les données seront stockées dans le SIG dans un format spécifique défini par l'opérateur en fonction de l'environnement des équipements informatiques et des logiciels qu'il a choisis.

Quand tous les besoins communs de données ont été fixés par l'utilisateur, « une carte de base » est établie. Cette carte de base est un ensemble de besoins standards en données. Elle fournit des normes précises pour le contrôle géographique et définit un modèle ou un gabarit qui est utilisé pour rendre toutes les données compatibles. Une carte de base n'est pas nécessairement une carte, mais plutôt un ensemble complet de normes établies et suivies pour assurer le contrôle de qualité des données spatiales et des attributs contenus dans le système de traitement.

Une fois les données collectées et les paramètres de la carte de base fixés, l'utilisateur doit transformer les données analogiques sous une forme compatible avec sa station de travail. Ce processus connu sous le terme de « conversion » ou de « numérisation », convertit les cartes papier en fichiers numériques qui peuvent être stockés dans l'ordinateur. La numérisation peut être faite selon plusieurs techniques parmi lesquelles le scannage. Une autre technique consiste à procéder à une

saisie ponctuelle au moyen d'une table à numériser équipée d'une tablette et d'un stylet de traçage. La numérisation transforme les données cartographiées manuellement en un ensemble de vecteurs (points, lignes, cellules...) qui peuvent être enregistrés dans le système de traitement de données. Chaque logiciel de traitement impose un format spécifique pour enregistrer et stocker cet ensemble de points, de lignes et de cellules en fichiers de carte numérique.

La figure suivante représente les différents modes de compilation

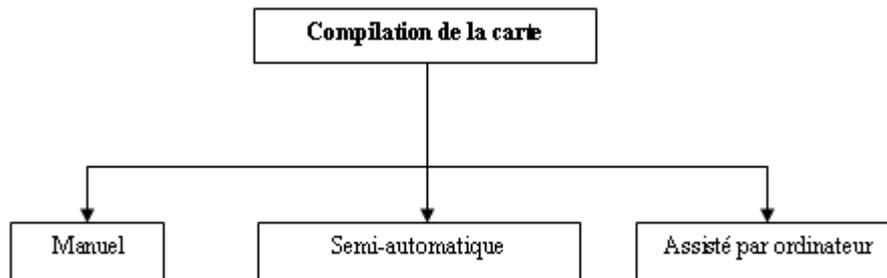


Fig. 1.5 « Modes de compilation des cartes »

2.9.1.1 Traitement manuel : Le travail cartographique traditionnel est basé sur la séparation des teintes et le traitement manuel. Le dessin est une méthode de représentation du trait, des symboles et de la toponymie conformément aux spécifications de la carte. Le dessin au trait de haute qualité est réalisé au moyen du processus de « tracé sur couche » où l'image est gravée sur un film plastifié en s'assurant que les spécifications cartographiques sont bien respectées. Chaque couleur utilisée sur une carte est tracée sur un film séparé et les symboles et les noms sont combinés par transfert photomécanique pour produire des teintes séparées pour l'impression. Le processus cartographique traditionnel comprend un ensemble des techniques manuelles utilisées pour la production d'une carte papier (avant l'avènement de l'ordinateur). Il peut être divisé en six étapes:¹⁹

- **Compilation :** Sélection des informations rassemblées en vue de la production d'une nouvelle édition de carte papier.
- **Génération de l'image :** Procédure consistant à affecter des types de symboles, des formes et des structures aux objets représentés sur la carte.
- **Enregistrement de l'image :** Technique consistant à s'assurer que les différents masques de teintes coïncident les uns avec les autres sur la carte.
- **Copie contact à l'échelle :** Opération utilisée pour produire des traits de même dimension, à demi-teinte et teintes continues sur positifs et négatifs, par processus de contact direct.
- **Séparation / combinaison d'images :** Techniques utilisées pour produire des cartes en plusieurs couleurs par surimpression des différentes couches de teintes.
- **Impression :** Les cartes sont imprimées par procédé offset.

Traitement semi-automatique : La cartographie semi-automatique combine la méthode manuelle et les techniques assistées par ordinateur utilisées pour la production des cartes papier. Bien que cette

¹⁹cf CC Luis Pais, "Production and Distribution of ENC – the Portuguese Experience", Portugal (IHPT) hidrografia@hidrografico.pt, www.thsoa.org/pdf/h01/7_3.pdf

méthode reprenne les étapes utilisées dans la méthode manuelle, quelques opérations sont automatisées, par exemple, les contours sont tracés à la machine plutôt que manuellement.

2.9.1.2 Cartographie assistée par ordinateur : Pour améliorer le service et faire face aux demandes croissantes de cartes, les systèmes de production de cartes assistés par ordinateur sont aussi utilisés. L'introduction des SIG assistés par ordinateur a ajouté de nouvelles dimensions aux techniques cartographiques et à l'utilisation des données spatiales. Le processus de cartographie assistée par ordinateur est généralement réparti selon les six étapes énumérées ci-dessous.²⁰:

- **Acquisition et saisie.** Les informations numériques proviennent normalement de plusieurs sources, par exemple, des fichiers numériques ou d'anciennes cartes scannées.
- **Vérification.** Toutes les données sont vérifiées et validées pour confirmer les formats, l'échelle et le codage des objets, etc.
- **Édition et attribution.** Les tâches principales consistent à s'assurer que les objets de la carte sont topologiquement corrects et satisfont aux normes cartographiques numériques (CDS) relatives aux attributs et aux symboles. Les manuscrits originaux qui ont été scannés doivent être géoréférencés et édités interactivement ; les objets qu'ils contiennent doivent être codés correctement. Tout texte ou annotation de la carte est ajouté en mode interactif.
- **Contrôle de qualité.** Un rapport, dérivé d'un processus de filtrage, est utilisé pour vérifier le projet dans son intégralité et l'attribution correcte des objets. Les responsables du contrôle de qualité s'assurent que la carte respecte bien les spécifications du projet et que les informations numériques sont conformes à la norme cartographique. Toutes les cartes sont contrôlées par des cartographes avant leur publication.
- **Impression.** Un fichier final est créé pour l'impression. Les processus modernes d'impression par offset peuvent être réalisés au moyen d'une presse monochrome ou en polychromie avec plusieurs passages.

2.9.2 Représentation

Le monde réel est beaucoup trop complexe pour être décrit complètement, aussi, dans la pratique, la réalité devra-t-elle être représentée sous la forme d'une image simplifiée et hautement thématique, obtenue par modélisation de la réalité. La représentation d'informations hydrographiques peut varier pour s'adapter à une utilisation particulière ; elle peut par exemple être représentée graphiquement, ou par un symbole, ou par une description textuelle. Par conséquent, la présentation d'information doit être indépendante de son mode de stockage. Le principe de séparation du mode de stockage d'une information de sa représentation offre une souplesse et une capacité d'adaptation plus grandes. Il permet à une même donnée d'être utilisée à plusieurs fins sans avoir à changer sa structure ni son contenu. Si le style ou le support changent, il suffit de changer le mode de représentation. Ainsi, la réalité décrite peut être liée à plusieurs modèles de représentation différents. Par exemple, les ENC et les cartes papier présentent les mêmes données fondamentales, mais elles font appel à des méthodes différentes et utilisent différents modèles de représentation.²¹

2.9.2.1 Les cartes papier. Une carte marine est une représentation graphique qui montre la nature et la forme de la côte, les profondeurs de l'eau, l'allure générale et la configuration des fonds marins, les positions des dangers pour la navigation, l'état de la marée, le positionnement du balisage artificiel et

²⁰ Vic Dohar and Dave Everett, "Geological Map Production for Dummies", *Natural Resources Ottawa, Canada*, vdohar@nrcan.gc.ca, <http://pubs.usgs.gov/of/of00-325/dohar.html>

²¹ Cf. OHI, Monaco, Publication S-52 : Spécifications pour le contenu cartographique et les modalités d'affichage des ECDIS Edition 6.0, Mars 2010.

les caractéristiques du magnétisme terrestre.²² En plus de ses éléments de base, la carte est un document de travail utilisé par le marin comme une « feuille de route » et un document de travail ; elle est indispensable pour la sécurité de la navigation. Conjointement avec les aides à la navigation supplémentaires, elle est utilisée pour planifier les routes et aider les navires à naviguer en utilisant les routes les plus courtes, les plus sûres et les plus économiques.

Les cartes imprimées présentent des informations très importantes telles que les détails cartographiques représentés par une symbolique appropriée et des textes descriptifs d'informations cartographiques avec leurs symboles. Le volume d'information est limité en raison des dimensions de la carte et de son besoin de lisibilité. Un des aspects les plus importants de la préparation des données destinées à être publiées sur une carte imprimée est la généralisation cartographique et les annotations cartographiques associées aux données. Celles-ci incluent, par exemple, le déplacement, l'agrégation, la sélection, la rotation, la lettre, la largeur du texte et son positionnement.

2.9.2.2 Les cartes numériques. Les cartes numériques impliquent l'existence d'une base de données standard dont le contenu, la structure et le format, sont présentés sur la Figure 1.6.

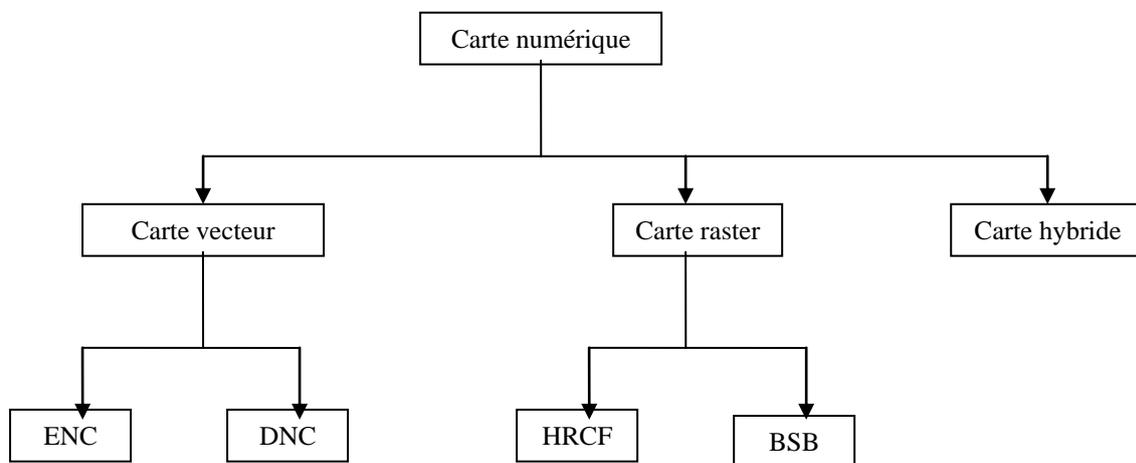


Fig.1.6 «Formats et types de cartes numériques »

Les cartes numériques²³ représentent une nouvelle aide à la navigation qui offre des avantages considérables pour la navigation maritime, la sécurité, et le commerce. Plus qu'une simple visualisation graphique sur ordinateur, les systèmes de cartes numériques combinent les données géographiques et textuelles dans un outil opérationnel simple et utile. En sa qualité d'aide à la décision automatisée, capable de déterminer en continu la position d'un bâtiment par rapport à la terre, aux objets cartographiés, aux aides à la navigation et aux risques non visualisés, l'ENC est un système de navigation en temps réel qui intègre et affiche une variété d'informations que le marin peut alors interpréter. Sous leurs formes les plus évoluées, ces systèmes de cartes numériques représentent une toute nouvelle approche de la navigation maritime.

2.9.2.3 Les cartes vecteurs

ENC (*Electronic Navigational Chart*) : Une carte électronique de navigation, ou ENC, est un ensemble de données vectorielles conformes aux spécifications de la publication S-57 de l'OHI dans son contenu, sa structure et son format. Publiée pour être utilisée avec un ECDIS sous l'autorité des Services hydrographiques officiels, une ENC contient toutes les informations cartographiques

²² <http://chartmaker.ncd.noaa.gov/ncd/whatis/html>

²³ Cf. Lee Alexander, Ph.D., "What is an ENC? It depends who you ask", Offshore Systems Ltd., Vancouver, BC, Canada, http://www.osl.com/Support/what_is_enc.htm

nécessaires pour une navigation sûre et peut contenir des renseignements supplémentaires en plus de ceux qui existent sur la carte papier (par exemple, des instructions nautiques). En général, une ENC S-57 est une base de données orientée-objet et structurée en couches, conçue pour supporter une gamme d'applications hydrographiques. Telles que définies dans la S-57 Édition 3.1, les données sont constituées d'une série de points, de lignes et d'objets. La dimension minimale d'une collection de données est définie par une « cellule » qui est un rectangle sphérique (c.-à-d. délimité par des méridiens et des parallèles). Les cellules adjacentes ne se recouvrent pas. L'échelle des données contenues dans la cellule est fonction du type de navigation (par exemple Générale, Côtière, Approches, Portuaire...). En dehors d'une quantité d'informations numériques limitée à 5 Mo par cellule, les spécifications ne précisent pas de dimensions minimales pour ces dernières.

DNC (*Digital Nautical Chart*) : La carte marine numérique DNCTM est une base de données vectorielle contenant des objets sélectionnés qui peut être utilisée avec des systèmes de navigation intégrés à bord d'un navire (par exemple, des systèmes de cartes électroniques) ou d'autres types de SIG. Comme pour une ENC S-57, la base de données DNC est constituée de points, de lignes et de polygones qui contiennent des informations concernant l'hydrographie, les aides à la navigation, les sites culturels, les détails topographiques terrestres, les profondeurs, les obstructions, etc. Chaque thème (par exemple, l'hydrographie) est stocké dans une couche spécifique géoréférencée. Le produit DNC est encapsulé conformément à la norme d'échange d'information géographique numérique *DIGEST Annex C* et au codage *Vector Relation Form (VRF)* qui consiste en un ensemble de tables de base de données relationnelles. Les données sont classées dans des séries de « bibliothèques » qui regroupent des ensembles cartographiques cohérents avec les couvertures et les échelles des cartes papier produites par la *National Geospatial-intelligence Agency (NGA)* (par exemple Général, Côtière, Approches, Portuaire). Dans le concept ECDIS, une DNC est un « système » de cartes de navigation électronique (SENC) qui contient des données spécifiques associées à leurs caractéristiques de visualisation.

2.9.2.4 Les cartes raster

Les formats des données matricielles sont des tables de pixels géoréférencés. Une table de pixels est un terme générique pour une image d'ordinateur composée d'une grille rectangulaire de très petits carrés colorés ou pixels (254 pixels par pouce est l'un des standards). Ces tables de pixels sont produites normalement par scannage de la carte originale pour en créer une image numérique. Une fois cette image créée, elle est géoréférencée, c'est-à-dire que les positions grille sont rapportées aux latitudes et aux longitudes correspondantes, de telle sorte qu'un ordinateur puisse exprimer la position d'un pixel en latitude et longitude. Cependant, le système n'a aucune intelligence des détails des objets (tel que le trait de côte) dans l'image matricielle affichée. Les cartes matricielles sont produites par balayage à haute résolution des couches originales de teintes utilisées pour l'impression des cartes papier. Les fichiers numériques sont géoréférencés afin de permettre au logiciel de navigation d'indiquer correctement les positions géographiques des différents points de l'image affichée sur l'écran. Des métadonnées sont ajoutées pour décrire la carte, ses références, sa projection et autres informations cartographiques ou relatives au fichier numérique.

Le format HRCF (*Hydrographic Raster Chart Format*) : Ce format matriciel développé par le Service hydrographique du Royaume-Uni (UKHO) est utilisé par le *Admiralty Raster Chart Service (ARCS)* et le Service hydrographique Australien (AHS) pour son *Seafarer Chart Service*. Les cartes raster ont les mêmes normes de précision et de fiabilité que les cartes papier. Elles sont utilisées avec des systèmes de carte électroniques compatibles et autorisés (ECS).

Le format BSB* : Le format BSB est obtenu par compression d'une ou de plusieurs images matricielles au sein d'un ensemble efficace comportant des détails de la carte. Ces détails incluent le géoréférencement requis pour déterminer la latitude et la longitude ainsi que d'autres détails tels que l'échelle, les unités de profondeur, le titre de la carte, etc. Le format BSB découpe la carte en sous-

* NdT : Acronyme non documenté par ses utilisateurs d'Amérique du Nord (NOAA, MapTech).

ensembles correspondants au nombre de blocs dont elle est composée, un bloc correspondant à la carte principale et à ses divers cartouches et compléments.

2.9.2.5 Les cartes hybrides

Idéalement, les versions de référence de toutes les données cartographiques discrètes d'un produit numérique devraient être disponibles sous forme vecteur. L'évolution des performances des systèmes informatiques depuis les dernières années a facilité le passage rapide en formats numériques par scannage des couches d'impression existantes et utilisation des techniques matricielles/vectorielles mixtes pendant la période de transition. La séquence de remplacement des versions raster maîtresses par des versions vecteur maîtresses sera conditionnée par les coûts et les priorités commerciales.

ANNEXE A**ACRONYMES**

ARCS	Admiralty Raster Chart Service
AHS	Australian Hydrographic Service
BHI	Bureau hydrographique international
CAD	Computer aided drafting
CDS	Cartographic Digital Standards
DIGEST	Digital Geographical Information Exchange Standard
DNC	Digital Nautical Chart
ECS	Electronic Charting System (NOAA)
ENC	Electronic Navigational Chart
ECDIS	Electronic Chart Display and Information System
GIS	Geographic Information System
IHO	International Hydrographic Organisation
IMO	International Maritime Organisation
IT	Instructions techniques
NGA	National Geospatial-intelligence Agency
OHI	Organisation hydrographique internationale
OMI	Organisation maritime internationale
SENC	System Electronic Navigation Chart
SIG	Système d'information géographique
SH	Service hydrographique
SOLAS	Safety Of Life At Sea
UKHO	United Kingdom Hydrographic Office
VRF	Vector Relational Format
WGS	World Geodetic System
ZOC	Zone of Confidence

REFERENCES

- | | | |
|--|--|---|
| D. Russom & H. R. W. Halliwell | <i>“Some Basic Principles in the Compilation of Nautical Charts”</i> | International Hydrographic Review, Vol. LV No. 2, July 1978 |
| William G. Swisher | <i>“National Ocean Survey Automated Information System”</i> | International Hydrographic Review, Vol. LVIII No. 2, July 1981 |
| N. M. Anderson | <i>“Computer Assisted Cartography in the Canadian Hydrographic Service”</i> | International Hydrographic Review, Vol. LVIII No. 2, July 1981 |
| Christer Palm | <i>“From Manuscript to Printed Chart”</i> | International Hydrographic Review, Vol. LX No. 2, July 1982 |
| Martin Joseph | <i>“Assessing the Precision of Depth Data”</i> | International Hydrographic Review, Vol. LXXVIII No. 2, July 1991 |
| E. C. Bouwmeester & A. W. Heemink | <i>“Optimal Line Spacing in Hydrographic Survey”</i> | International Hydrographic Review, Vol. LXX No. 1, March 1993 |
| H. Gorziglia | <i>“Computer Assisted Cartography at Hydrographic and Oceanographic Service of Chilean Navy”</i> | International Hydrographic Review, Vol. LXX N ^o , September 1993 |
| Adam J. Kerr | <i>“Conceptual Model of a Regionally Integrated Data Base For ECDIS”</i> | International Hydrographic Review, Vol. LXXI No. 2, September 1994 |
| Udo Laube | <i>“The Hydrographic and Wrecksearch Vessel “DENEBA” as an Example for a Modern Survey Vessel”</i> | International Hydrographic Review, Vol. LXXII No. 2, March 1995 |
| B. Bourgeois, F. Petry, M. Harris & P. Alleman | <i>“A GIS Integration Approach for Dynamically Reconfigurable Surveys”</i> | The Hydrographic Journal, January 1999. |
| Patrick McGlamery | <i>“Issues of Authenticity of Spatial Data”</i> | 66 th IFLA Council and General Conference 2000. |
| Neal G. Millet & Simon Evans | <i>“Hydrographic Management using GIS Technologies”</i> | U.S. Hydrographic Conference 2001. |
| Lieutenant Eric J. Sipos | <i>“NOAA AHB Assurance Inspections for Contract Hydrographic Surveys”</i> | U.S. Hydrographic Conference 2001. |
| Lt Cdr Luis Pais | <i>“Production and Distribution of ENC – The Portuguese experience”</i> | U.S. Hydrographic Conference 2001. |

ADRESSES INTERNET

1. Ames Remote <http://www.amesremote.com>
2. Caris Marine <http://www.caris.com>
3. ESRI Software <http://www.esri.com/library/>
4. Federal Geographic Data Committee <http://www.fgdc.gov/>
5. Hydrographic Society of America <http://www.thsoa.org>
6. National Geo-spatial intelligence Agency <https://www1.nga.mil/>
7. International Hydrographic Organisation <http://www.iho.int/>
8. JANUS Technologies <http://www.janus-tech.com>
9. NOAA National Coast Survey <http://chartmaker.ncd.noaa.gov>
10. Offshore Systems Ltd. <http://www.osl.com/corporate>
11. Primar Organisation <http://www.primar.org>
12. SeaBeam Instruments <http://www.seabeam.com/>
13. Reson, Inc <http://www.reson.com>
14. Laser-scan Engineering Ltd <http://www.Laser-Scan.com/papers>
15. The GIS Primer <http://www.dtsagile.com/>

BIBLIOGRAPHIE

Admiralty	<i>“Manual of Hydrography”</i>	Vol I & Vol II
Bowditch	<i>“American Practical Navigator”</i>	U.S. Navy Hydrographic Office.
Admiralty	<i>“General Instructions for Hydrographic Surveyors”</i>	
Karl B. Jeffers	<i>“Hydrographic Manual”</i>	U.S. Department of Commerce
OHI - Publication S-44	<i>Normes de l'OHI pour les levés hydrographiques</i>	(5th edition) Edition française en préparation
OHI - Publication S-52	<i>“Spécifications pour le contenu cartographique et les modalités d'affichage des ECDIS”</i>	Edition 6.0, March 2010
OHI - Publication S-57	<i>“Normes de l'OHI pour le transfert de données hydrographiques numériques ”</i>	Edition 3.1, novembre 2000 - Document de base
OHI - Publication S-61	<i>“Spécification de produit pour les cartes marines matricielles (RNC)”</i>	1st Ed, January 1999
OHI - Lettre Circulaire 45/2001	<i>“ Directives pour le traitement d'importants volumes de données bathymétriques”</i>	5 Oct 2001.
	<i>“Map Compilation Color Separation and revision”</i>	Headquarters Department of Army, Washington.
Colonel Sir Charles Close & Colonel H. St. J. L. Winterbotham	<i>“Text Book of Topographical and Geographical Surveying”</i>	Her Majesty’s Stationery Office.

PAGE LAISSÉE INTENTIONNELLEMENT EN BLANC

CHAPITRE 2 POSITIONNEMENT

1. INTRODUCTION

La détermination d'une position précise est le problème fondamental d'un Système d'Information Géographique (SIG) et l'objet principal de la géodésie.

La position d'un point sur terre est exprimée sous forme de coordonnées dans un système géodésique de référence (*Datum* en anglais).

Les informations minimales à indiquer par l'utilisateur sont :

- les paramètres qui décrivent complètement le système géodésique de référence choisi;
- les coordonnées du symbole cartographique ou du point sélectionné.

Ces indications permettent de définir clairement les coordonnées d'un point ou d'un objet dans le monde réel.

2. PRINCIPES DE POSITIONNEMENT

2.1 La terre

Le calcul de la position avec une précision répétable est le problème central du référencement géographique des données terrestres et la principale fonction de la géodésie.

La position géographique d'un point sur la terre peut être rapportée à une surface de référence mathématique utilisée à la place de la surface terrestre réelle. Cette surface mathématique est assimilable à un ellipsoïde de rotation ou ellipsoïde bi-axial.

Les surfaces de référence doivent présenter deux caractéristiques fondamentales :

- elles doivent être mathématiquement définies,
- et être identiques à la surface terrestre réelle à l'endroit considéré.

Les surfaces de référence utilisées pour représenter des régions de tailles limitées sont le plus souvent :

- un ellipsoïde de révolution (ou bi-axial);
- le sphéroïde local;
- le plan horizontal (ou plan tangent);
- le géoïde.

Les trois premières surfaces ont des définitions purement analytiques et sont utilisées pour le positionnement horizontal ; la quatrième surface a une définition physique et est reliée aux autres par des corrections d'altitude. Une position tridimensionnelle est définie par deux coordonnées horizontales et une composante verticale qui est la hauteur au-dessus de la surface de référence.

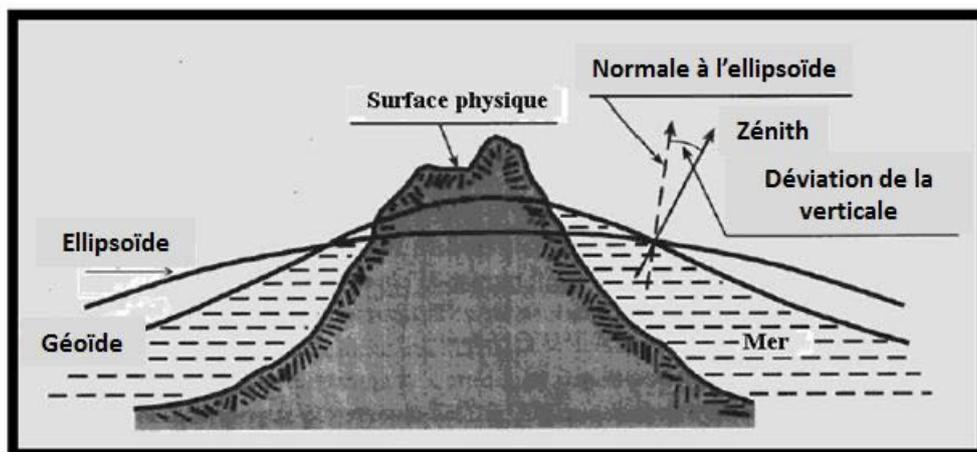


Fig. 2.1 "La Terre "

2.1.1 L'ellipsoïde

L'ellipsoïde est une surface du second degré dans l'espace à 3 dimensions (quadrique) dont l'intersection avec un plan est une ellipse qui peut parfois se réduire à un cercle et, dans le cas extrême du plan tangent, au seul point de contact. La normale au plan tangent passant par le point de contact définit une infinité de plans dont les intersections avec l'ellipsoïde sont connues sous le nom de sections normales. Les sections normales de l'ellipsoïde sont des ellipses qui présentent en tous points des rayons de courbure distincts. Les rayons de courbure au point de contact varient en fonction de la latitude du point sélectionné, des paramètres de l'ellipsoïde et de l'azimut de la section normale. Les deux sections normales qui correspondent au minimum et au maximum des rayons de courbure, sont appelées sections normales principales.

L'ellipsoïde de révolution utilisé en géodésie est produit par la rotation d'une ellipse autour de son petit axe. C'est une surface mathématique bien définie dont la forme et les dimensions sont définies par deux paramètres, les longueurs du *demi-petit axe* (**b**) et du *demi-grand axe* (**a**). La forme d'un ellipsoïde de référence peut être également définie par son *aplatissement* : $f = (a - b) / a$ ou son *excentricité* : $e = [(a^2 - b^2)^{1/2} / a]$.

La figure 2.1 schématise la relation entre le géoïde, l'ellipsoïde et la réalité physique terrestre.

La figure 2.2 représente la structure et les paramètres de l'ellipsoïde.

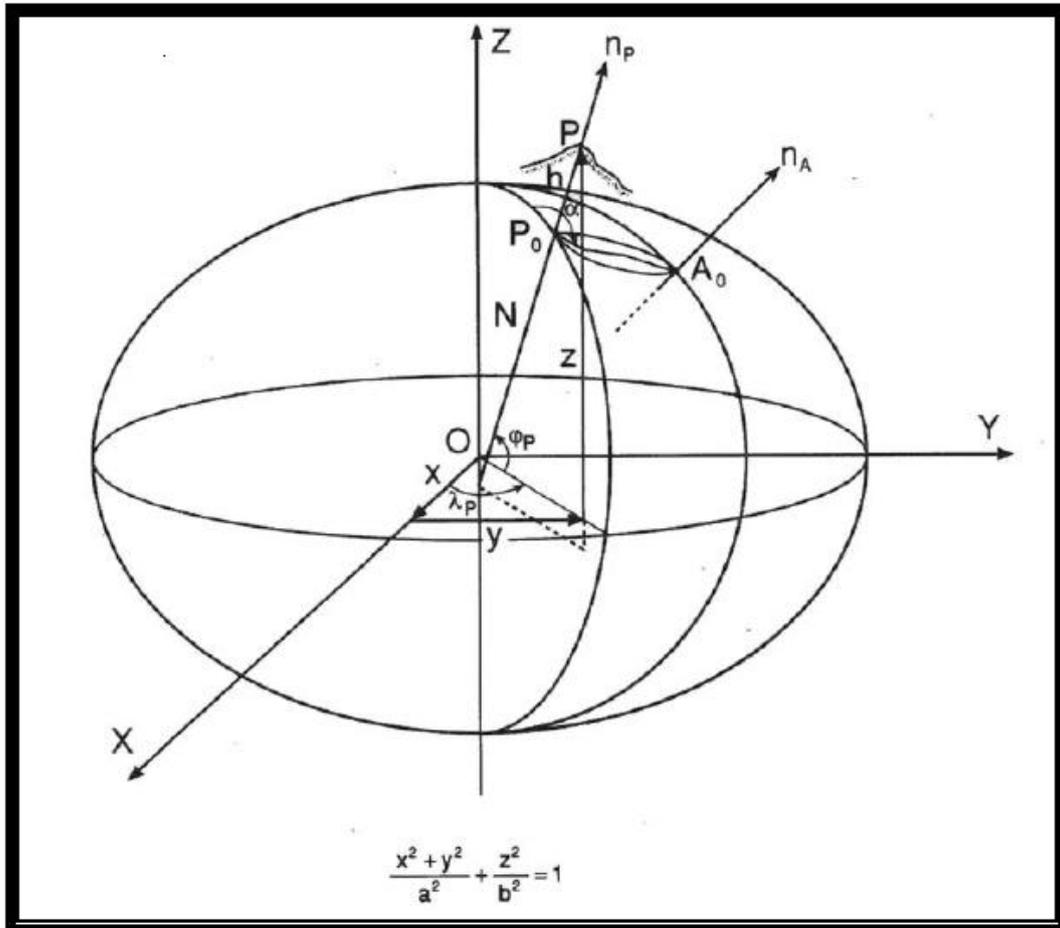


Fig. 2.2 "L'ellipsoïde "

La surface de l'ellipsoïde est régulière et peut être mise en équation; c'est pour ces raisons qu'elle est largement utilisée comme surface de référence pour les systèmes de coordonnées horizontales. Cependant son utilisation est limitée en tant que référence pour les hauteurs car elle n'est qu'une approximation grossière de la réalité terrestre

2.1.2 La sphère locale

La sphère locale est une sphère de référence rapportée à un point de l'ellipsoïde qui, à la latitude de ce point, a un rayon égal à la moyenne géométrique des rayons de courbure des deux sections normales principales de l'ellipsoïde.

La substitution de l'ellipsoïde par la sphère locale est acceptable en géodésie dans un rayon approximatif de 100 km autour du point de tangence entre l'ellipsoïde et la sphère. Elle se traduit par un décalage en distance et en angle inférieur à la sensibilité des meilleurs instruments de mesure (soit 1 cm en distance +/- 0,001 ‰ et 0,1" d'angle).

Dans un rayon de 8 km autour d'un point, il est acceptable en topographie de remplacer la sphère par son plan tangent, ce qui entraîne un décalage plus faible encore que les valeurs précitées.

2.1.3 Le géoïde

Le géoïde, défini comme la surface équipotentielle du champ de force de la gravité, est utilisé comme une surface de référence pour les hauteurs. Le niveau moyen de la mer (*Mean Sea Level* ou *MSL* en anglais) est la meilleure approximation d'une telle surface. La signification physique d'une surface équipotentielle de gravité peut être vérifiée facilement, puisqu'elle devrait être en chaque point orthogonale à la direction indiquée par le fil à plomb.

Contrairement à l'ellipsoïde, le géoïde ne peut pas être défini mathématiquement ou utilisé dans les calculs parce que sa forme dépend de la distribution irrégulière des masses à l'intérieur de la terre.

2.2 Système de référence

Un système géodésique de référence (*Datum*) est défini comme étant une surface de référence positionnée avec précision dans l'espace; il est généré par un réseau compensé de points.

Le dictionnaire hydrographique S 32 de l'OHI - cinquième édition 1994 - définit le Système de référence (Art. 1221) comme étant « *un ensemble de paramètres numériques ou géométriques destiné à servir de base ou de point d'appui pour définir et/ou déterminer d'autres quantités* ». Il précise plus loin (Art. 1223) qu'un Système de référence géodésique « *revient à choisir un ellipsoïde de référence et sa mise en place par rapport au corps terrestre, son axe étant rendu aussi parallèle que possible à l'axe du monde* ». Le texte anglais, quant à lui, indique que le *Datum* (Art. 1221) « *est défini par un ensemble de paramètres spécifiant la surface de référence ou le système de coordonnées de référence* ». Il ajoute que « *deux types de datums sont requis, l'un, horizontal, pour le calcul des points de contrôle d'un levé prenant en compte la courbure terrestre et l'autre, vertical, pour les références d'altitude* ».

La détermination d'une surface de référence unique pour la terre entière, essentielle pour l'utilisation de systèmes satellitaires, des levés associés et pour les techniques de positionnement a été, dans le passé, de moindre intérêt et difficile à accomplir, en raison du caractère essentiellement local des techniques de levés géodésiques et topographiques. Pour cette raison, il y a de très nombreux systèmes géodésiques locaux dans le monde, tous définis dans le seul but d'obtenir la meilleure approximation possible dans la région concernée.

De plus, il est normal de trouver dans chaque pays deux systèmes de référence distincts, parce qu'il y a toujours eu une séparation claire entre la détermination des positions horizontales (ellipsoïde local) et celle des altitudes (géoïde local/niveau moyen). La figure 2.3 schématise ces relations:

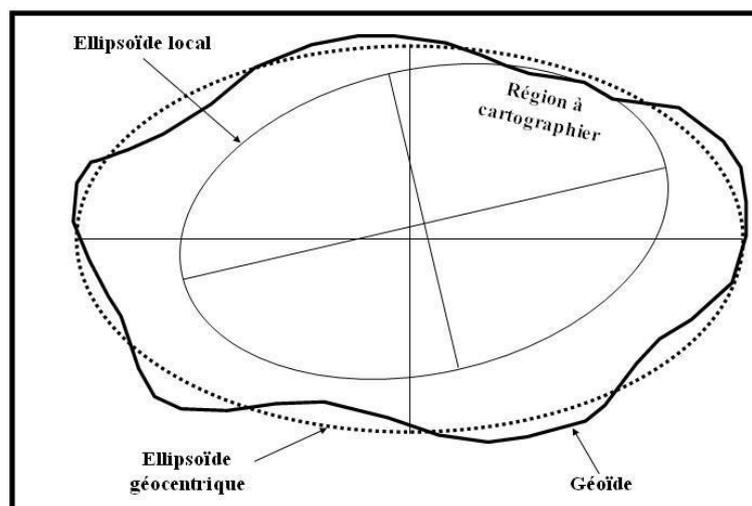


Fig. 2.3 "Choix d'un ellipsoïde local"

2.2.1 Système de référence horizontale

Un système de référence horizontale est un modèle mathématique de la terre utilisé pour calculer les coordonnées géographiques des points. L'association d'un ellipsoïde bi-axial de référence à un système local de projection constitue un système de référence géodésique horizontale (à deux dimensions). Ce système est défini à partir d'un ensemble de 8 paramètres : 2 pour la forme de l'ellipsoïde et 6 pour la position et l'orientation. Un tel système de référence n'est pas géocentrique, vu que le centre de l'ellipsoïde ne coïncide pas avec le centre de gravité de la terre et se situe à environ 100 mètres de ce dernier ; de plus les axes de symétrie de l'ellipsoïde ne sont pas alignés avec les axes principaux de rotation terrestre, bien que les écarts angulaires soient très petits et du même ordre de grandeur que ceux générés par les instruments de mesure angulaire les plus sophistiqués.

L'ellipsoïde local doit être positionné et orienté par rapport à la terre afin d'appliquer dans les calculs le vecteur de translation (distance, angle, différences d'altitude) permettant de passer de la position d'un point choisi conventionnellement pour les besoins du levé aux coordonnées du point correspondant de l'ellipsoïde. Avec le développement des techniques satellitaires, il est possible d'exprimer ces coordonnées directement par rapport à un système géocentrique, et d'en faire un usage international sans aucune modification par l'utilisateur. Dans le passé, quand le positionnement géocentrique n'était pas possible, le seul moyen pour se positionner était de créer un système de référence local centré autour d'un point fondamental (point origine) dont les coordonnées étaient déterminées par observations astronomiques sur la sphère étoilée (définie par la verticale du lieu et par un azimut mesuré à partir de l'axe terrestre de rotation).

La forme d'un ellipsoïde est identifiée au moyen de deux paramètres, les six autres, correspondant aux 6 degrés de liberté d'un corps rigide dans l'espace, doivent être déterminés pour le point d'origine. Ce sont :

- a. la latitude géographique (ou latitude ellipsoïdale/géodésique) ;
- b. la longitude géographique (ou longitude ellipsoïdale/géodésique) ;
- c. la hauteur ellipsoïdale (égale à la somme de la hauteur orthométrique et de l'ondulation du géoïde) ;
- d. deux composants pour la déviation de la verticale ;
- e. l'azimut de l'ellipsoïde passant par le point fondamental.

La méthode pour établir la correspondance entre les deux surfaces de l'ellipsoïde et du géoïde consiste à choisir un point fondamental situé à une hauteur géodésique donnée et à en déterminer la latitude et la longitude par observations astronomiques. On force alors les coordonnées ellipsoïdales du point fondamental à coïncider avec ses coordonnées astronomiques ou célestes.

Cette méthode a pour conséquences :

- a. de lier un point préalablement choisi sur l'ellipsoïde à une direction dans l'espace (élimination de deux degrés de liberté) ;
- b. de s'assurer qu'en ce point, la normale à l'ellipsoïde sera confondue avec la verticale du géoïde (élimination de deux autres degrés de liberté).

En attribuant à la hauteur du point origine de l'ellipsoïde la valeur de la hauteur géodésique connue et en alignant l'axe de rotation de l'ellipsoïde sur la direction du nord astronomique, il est possible de supprimer les deux derniers degrés de liberté de l'ellipsoïde relativement au géoïde :

- a. en faisant glisser l'ellipsoïde le long de la normale/verticale afin de le faire coïncider avec le géoïde ;
- b. en faisant pivoter son axe de rotation afin de l'orienter vers le nord.

Au terme de ces opérations, l'ellipsoïde local de référence est fixé sur le point fondamental. Voir à la figure 2.4 une représentation graphique de la relation entre les deux ellipsoïdes d'un système national et du système UTM.

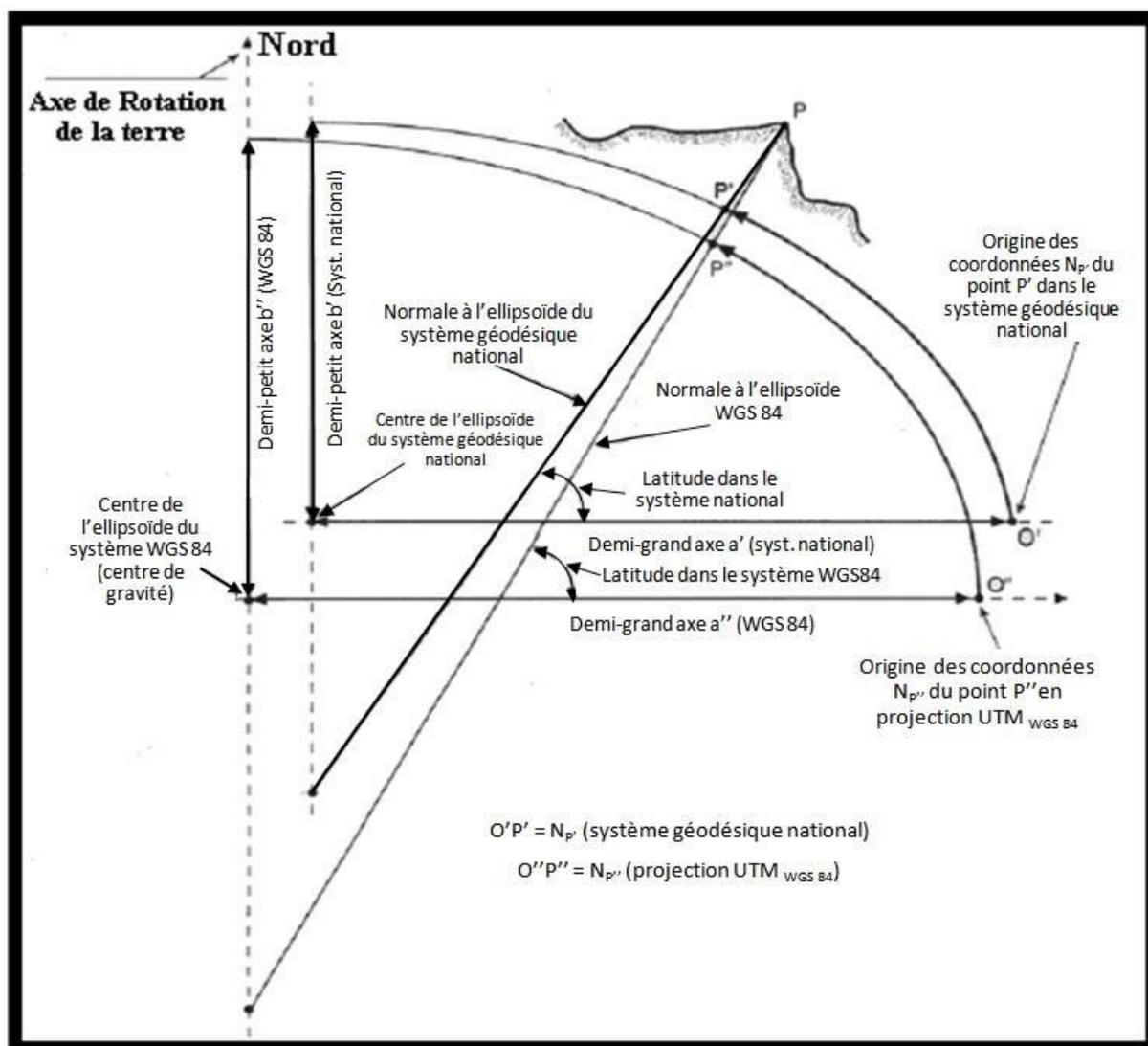


Fig. 2.4 «Projection UTM WGS 84 et système géodésique national »

2.2.2 Types de systèmes de référence

Les systèmes géodésiques locaux employés en géodésie et en cartographie avant l'apparition des systèmes satellitaires étaient basés, comme nous l'avons vu précédemment, sur des ellipsoïdes représentant le plus approximativement possible la surface du géoïde dans la région considérée.

De ce fait, dans les applications pratiques, la différence entre la verticale et la normale à l'ellipsoïde (déviations de la verticale) était quasiment négligeable et les mesures angulaires horizontales réalisées sur terre pouvaient être appliquées sans correction à l'ellipsoïde. Pour les pays de superficie limitée, cette approximation était particulièrement justifiée mais elle restait encore valide, avec une précision dégradée, dans des zones plus larges, telles que l'Europe dans sa totalité ou les États-Unis.

Avec le développement des systèmes globaux, la demande en référence applicables à des zones plus étendues a pris de l'ampleur au cours des récentes décennies.

Au cours des années 1960, il apparut qu'il était nécessaire de trouver un système de référence unique

pour le globe entier afin de mieux représenter les produits cartographiques, géodésiques et gravimétriques. L'avènement de la géodésie par satellite rendit indispensable l'adoption de références géocentriques uniques et fit progresser le besoin de créer une bonne approximation moyenne pour chaque partie du globe.

Les premiers systèmes présentant ces caractéristiques furent développés par le Département de la Défense des États-Unis : WGS60, WGS66 et WGS72 qui étaient des modèles de plus en plus fiables pour la présentation d'un modèle physique réel de la terre, et qui atteignirent leur apogée avec la création du système WGS84.

Le WGS84, qui est l'abréviation de « *World Geodetic System 1984* », définit un système géodésique universel en 1984. Il est représenté par un système cartésien OXYZ ayant pour origine le centre de gravité (centre de masse) de la terre et un axe des Z dirigé vers le Nord conventionnel (*CTP, Conventional Terrestrial Pole*) tel que défini par le BIH (Bureau International de l'Heure) en 1984. Ce système est connu aujourd'hui sous le nom de Système/Repère de référence terrestre international (ITRS/ITRF) ; il est entretenu par le Service International de la Rotation terrestre et des Systèmes de référence (IERS). L'axe des X se situe à l'intersection du plan méridien de Greenwich, défini comme origine par l'IERS en 1984, et du plan de l'équateur. L'axe des Y est situé dans le plan de l'équateur et complète ainsi le trièdre orthonormé dont l'origine est au centre de gravité de la terre. Les trois axes de l'ellipsoïde coïncident avec ce système (ellipsoïde biaxial géocentrique WGS84), l'axe des Z étant l'axe de symétrie.

La sous-commission EUREF de l'Association internationale de géodésie (AIG), responsable de la réalisation d'un système terrestre, adopta le système ITRS pour référence de la partie stable de la plaque eurasienne à l'époque 1989.0 et le dénomma *European Terrestrial Reference System 89* (ETRS89). Le système ETRF89 est une réalisation du système ETRF dérivée de l'ITRS89 ; il est métriquement cohérent avec le WGS84.

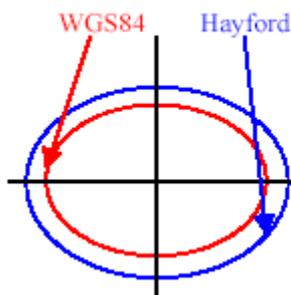
2.2.3 Transformation des systèmes géodésiques de référence

Avec le développement d'un modèle unique, il est devenu possible de représenter toutes les cartes dans un seul système géodésique de référence ; cependant la transformation des cartes d'un système géodésique à un autre n'est pas une opération simple. Pour cette raison un grand nombre de cartes en service aujourd'hui sont encore référencées dans des systèmes géodésiques anciens.

Les coordonnées cartésiennes exprimées dans un système géocentrique, ou les coordonnées géographiques rapportées à un ellipsoïde géocentrique, sont produites par des techniques de positionnement satellitaire. Pour transformer ces coordonnées dans le système local, il est nécessaire d'appliquer des algorithmes utilisant des paramètres déterminés au moyen de calculs de probabilité afin d'adapter les mesures satellitaires précises au réseau géodésique local et à ses inévitables déformations.

Chaque ellipsoïde local présente invariablement un décalage par rapport à l'ellipse géocentrique du système WGS84. Ce décalage ne résulte pas seulement des différences de paramètres ellipsoïdaux mais aussi de la position de l'origine et de l'orientation des axes de coordonnées. Par conséquent, les coordonnées géographiques d'un même point dans un système de référence local diffèrent de celles du système global et le décalage en distances peut atteindre plusieurs centaines de mètres.

Le diagramme ci-dessous montre les différences des paramètres de l'ellipsoïde de Hayford et de celle du WGS84 :



Système	Demi-axe équatorial [m]	Demi-axe polaire [m]
WGS84	6 378 137	6 356 752.31
ED50	6 378 388	6 356 911.95

Il est à noter que les dimensions de l'ellipsoïde WGS84 à l'équateur et aux pôles sont inférieures à celles de Hayford.

On retrouve les variations en dimension et en origine des ellipsoïdes dans les latitudes et longitudes géodésiques (ou ellipsoïdales) ainsi que dans les coordonnées horizontales (E et N de la projection UTM) de tout point situé sur la surface de la terre.

La comparaison avec les coordonnées géographiques risque de créer des confusions considérables dans le calcul des coordonnées horizontales définies dans une représentation de Gauss (projection UTM). De fait, les écarts en coordonnées gaussiennes ne sont pas les mêmes que les différences linéaires mesurées en coordonnées elliptiques. Il en est ainsi parce que la longueur d'un degré d'arc de latitude ou de longitude dépend de la dimension de l'ellipsoïde et que les origines ne sont pas les mêmes. Il est par conséquent très important de fournir une information complète et une formation appropriée aux utilisateurs pour leur permettre de bien comprendre ce contexte.

Pour transformer des coordonnées géographiques et horizontales d'un système à un autre il est nécessaire d'appliquer en chaque point des corrections de $\Delta\phi$, $\Delta\lambda$, ΔN , ΔE , qui sont fonction de la position du point.

La transformation entre deux systèmes de référence locaux, dans une même région, est souvent exécutée en utilisant des méthodes empiriques, basées sur le fait que les deux surfaces de référence, bien que différentes, sont très semblables, la principale différence étant l'orientation. Dans le cas de la transformation entre un système géocentrique global, tel que le WGS84 et un système géodésique local, les deux surfaces sont distinctes et il est nécessaire par conséquent d'appliquer des algorithmes de transformation plus généraux.

La transformation des systèmes de référence a pris une importance considérable avec la généralisation du GPS. Dans la pratique, il est nécessaire d'inclure dans un levé GPS des points de l'ancien système géodésique afin de calculer des paramètres de transformation applicables à la région concernée.

La méthode la plus simple et la plus utilisée consiste à calculer les paramètres de la transformation (rotation, translation et facteur d'échelle) permettant de passer d'un système à l'autre avec leurs ellipsoïdes respectifs :

$$\begin{pmatrix} X_2 \\ Y_2 \\ Z_2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} X_0 \\ Y_0 \\ Z_0 \end{pmatrix} + (1+K) \cdot \begin{pmatrix} 1 & E_Z & E_Y \\ E_Z & 1 & E_X \\ E_Y & E_X & 1 \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} X_1 \\ Y_1 \\ Z_1 \end{pmatrix} \quad (2.1)$$

où :

- $(X_1 \ Y_1 \ Z_1)$ sont les coordonnées cartésiennes dans le système (S₁) ;
- $(X_2 \ Y_2 \ Z_2)$ sont les coordonnées cartésiennes du même point dans le système (S₂) ;
- $(X_0 \ Y_0 \ Z_0)$ sont les coordonnées de l'origine du système (S₁) dans le système (S₂) ;

- $(1 + K)$ est le facteur d'échelle ;
 (E_x, E_y, E_z) sont les coordonnées de la rotation dans le système d'axes de (S1)
(exprimées en radians et mesurées dans le sens trigonométrique direct).

Un tel modèle implique une congruence géométrique parfaite, à l'exception du facteur d'échelle, entre tous les points du réseau géodésique déterminés par GPS (par exemple dans S2) et les mêmes points, déterminés par techniques traditionnelles de triangulation et de trilatération dans S1. Naturellement, ce n'est pas toujours le cas dans la réalité, en raison des distorsions introduites dans les réseaux géodésiques classiques par les inévitables propagations d'erreurs qui sont caractéristiques des méthodes traditionnelles. L'équation (2.1) est valide dans la plupart des cas si elle est appliquée dans les limites du réseau considéré.

Si dans la formule de transformation (2.1), on applique les expressions suivantes :

$$\begin{cases} X = (N + h) \cdot \cos \varphi \cdot \cos \lambda \\ Y = (N + h) \cdot \cos \varphi \cdot \sin \lambda \\ Z = [(1 - \alpha)^2 \cdot N + h] \cdot \sin \varphi \end{cases} \quad \text{où} \quad N = \frac{a}{\sqrt{\cos^2 \varphi + (1 - \alpha)^2 \cdot \sin^2 \varphi}} \quad (2.2)$$

qui font correspondre les coordonnées géodésiques φ , λ et h relatives à l'ellipsoïde de demi axe « a » et d'ellipticité (ou aplatissement) α , aux coordonnées X, Y et Z du système cartésien géocentrique associé, les formules de transformation sont en coordonnées géodésiques.

Les sept paramètres de l'équation (2.1) peuvent être déterminés par moindres carrés dans un système local où les mesures sont les coordonnées (cartésiennes ou géodésiques) d'un certain nombre (≥ 3) de points du réseau, obtenues par deux méthodes : GPS dans (S2) et triangulation classique dans (S1).

2.2.4 Système de référence verticale

Le premier élément nécessaire pour définir les hauteurs est la surface de référence.

Une fois celle-ci définie, la direction orthogonale nécessaire aux mesures de hauteur est fixée tandis que l'échelle des distances sur l'axe vertical est celle du système de référence.

On définira deux systèmes de hauteurs en fonction du choix de la surface de référence :

- ' h ' : hauteurs ellipsoïdales mesurées à partir de la surface de l'ellipsoïde de référence.
- ' H ' hauteurs orthométriques (ou hauteurs au-dessus de la surface du géoïde). On choisit comme référence une surface équipotentielle du champ de gravité, correspondant approximativement au niveau moyen de la mer (MSL, ou *Mean Sea Level* en anglais) observé après filtrage des oscillations périodiques (vagues et marées) et apériodiques (géoïde).

Les hauteurs orthométriques permettent de conserver la signification physique de hauteur au-dessus du niveau de la mer. Cependant, des complications surviennent lors de la détermination de la différence entre les deux surfaces (ellipsoïde-géoïde), connue sous le nom d'ondulation du géoïde, et dont la connaissance est nécessaire pour relier les deux systèmes entre eux.

La figure suivante schématise la relation entre la hauteur ellipsoïdale h et la hauteur orthométrique H .

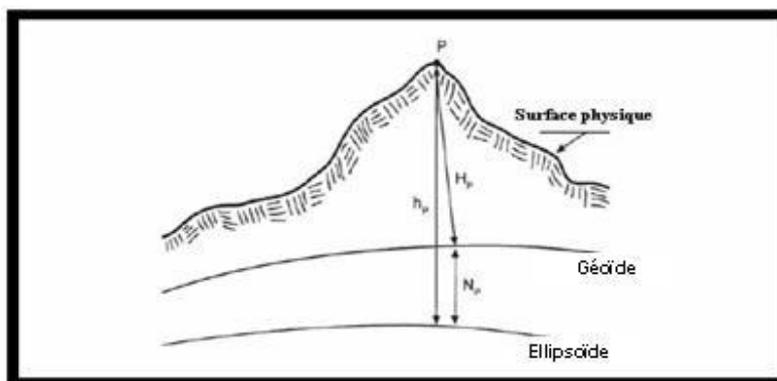


Fig. 2.5 «Références altimétriques »

En première approximation et à quelques millimètres près :

$$h_p = H_p + N_p \quad (2.3)$$

h_p est mesurable avec le GPS, alors que H_p est observable par nivellement horizontal et gravimétrie ; N_p (hauteur géoïdale ou ondulation) est la hauteur au-dessus de la surface du point P projeté sur le géoïde le long de la verticale au géoïde (fil à plomb). Cette formule est une approximation parce qu'elle ne tient pas compte des différences de longueurs des normales ou des différents facteurs d'échelle qui résultent des différents types d'observations. En cartographie, cette erreur d'approximation est normalement considérée comme négligeable.

En altimétrie traditionnelle pour la cartographie, on attribue conventionnellement au niveau moyen de la mer la hauteur 0. Ce niveau moyen est déterminé à partir d'observations du niveau de la mer sur une longue durée afin de filtrer les variations à courte période telles que la marée.

Le dictionnaire hydrographique S-32 de l'OHI (5^{ème} édition 1994, Art. 3156) définit le niveau moyen de la mer comme étant « la moyenne des hauteurs de marée observées à un endroit déterminé pendant un intervalle de temps donné, les hauteurs de marée étant prises au moins toutes les heures et mesurées à partir d'un niveau de référence prédéterminé (Zéro des cartes).

Pour une région donnée, le géoïde local est défini comme étant la surface équipotentielle du champ de pesanteur passant par un point pré-déterminé de la région. Ce point est choisi habituellement sur le littoral à une hauteur conventionnelle égale à celle du niveau moyen.

Partant de ce point, choisi comme zéro fondamental et en utilisant des techniques de nivellement géométrique, il est possible d'attribuer une hauteur orthométrique en chaque point disséminé sur un réseau de nivellement couvrant toute la région. Les points du réseau (*Benchmark* en anglais) sont matérialisés par des repères de nivellement.

Selon l'endroit où on se trouve, le niveau moyen de la mer peut être plus ou plus éloigné du centre de la terre aussi les hauteurs ne peuvent-elles être rapportées à une définition globale d'un niveau moyen. Pour le moment, il n'existe pas de système de nivellement global unique, ou qui permette de comparer directement entre elles les hauteurs mesurées dans des systèmes de nivellement différents.

2.3 Systèmes de coordonnées

La position est habituellement définie au moyen de coordonnées curvilignes telles que la latitude, la longitude et la hauteur au-dessus de la surface de référence. Dans ce cas il est fourni une position à (2+1) dimensions.

Il convient de faire la différence entre les systèmes de coordonnées suivants :

- a. rectangulaires (grille) ;
- b. sphériques ;
- c. ellipsoïdales (géodésiques) ;
- d. géoïdales (astronomiques) ;

selon que le plan, la sphère, l'ellipsoïde ou le géoïde sont utilisés comme surfaces de référence.

Les coordonnées ellipsoïdales sont aussi appelées coordonnées géodésiques, tandis que les coordonnées astronomiques sont des coordonnées géoïdales.

Dans cette interprétation, l'expression « coordonnée géographique » est un terme général qui inclut les systèmes mentionnés en c et d.

2.4 Principes de la cartographie

La représentation de l'ellipsoïde sur une surface horizontale plane est à la fois la difficulté et la finalité fondamentales de la cartographie.

Un tel problème est rendu plus complexe pour une surface ellipsoïdale qui n'est pas développable (ou d'une surface sphérique dans un champ plus étroit) sur une surface plane. Il est donc impossible de transférer des détails d'une surface de référence tridimensionnelle à un plan sur le papier sans que les paramètres qui les décrivent (distances, régions, angles) soient affectés par des déformations considérables. Pour trouver la meilleure méthode pour accomplir ce transfert, les efforts seront dirigés vers l'élimination de certains d'entre eux ou bien leur maintien dans des limites acceptables.

Selon la méthode choisie, il y aura :

- a. des cartes pour lesquelles les distances sont conservées (cartes équidistantes) : cette condition ne peut pas être satisfaite pour la carte entière, mais seulement le long de directions particulières. Cela signifie que le long de certaines lignes, le rapport (échelle) entre les distances mesurées sur la carte et celles mesurées sur la surface de référence est conservé ;
- b. des cartes pour lesquelles les surfaces sont conservées (cartes équivalentes ou égales) : cette condition peut être applicable à la carte entière. Cela signifie que le rapport des surfaces entre deux régions mesurées sur la carte et sur la surface de référence est conservé. Cependant des déformations linéaires et angulaires sont introduites et il en résulte des modifications de forme ;
- c. des cartes pour lesquelles les angles sont conservés (cartes conformes) : cette propriété peut aussi être étendue à la carte entière. Cela signifie que l'angle mesuré entre deux directions sur la carte est égal à l'angle que forment les lignes correspondantes sur la surface de référence (ellipsoïde ou sphère) ;
- d. les cartes pour lesquelles l'échelle en chaque point est la même dans toutes les directions (cartes orthomorphiques ou équidistantes) : les angles autour d'un point sont respectés et les petites formes sont conservées sur toute la carte ;
- e. les cartes dont aucun des éléments cités ci-dessus n'est rigoureusement conservé mais dont les déformations relatives sont tolérables (cartes aphyactiques ou non orthomorphiques).

Trois coefficients peuvent être utilisés pour évaluer les valeurs des déformations et par conséquent pour calculer des corrections relatives. Ils sont appelés déformations linéaire, superficielle et angulaire

et sont définis comme suit :

$$\begin{aligned} m_1 &= dl'/dl \\ m_s &= dS'/dS \\ m_\alpha &= \alpha' - \alpha \end{aligned} \quad (2.4)$$

où dl' , dS' et α' sont les éléments géométriques appartenant à la projection et dl , dS et α sont les éléments correspondants de l'ellipsoïde ($\alpha' - \alpha$ est la rotation qui permet de passer de ds à ds'). Les éléments linéaires et superficiels doivent être infiniment petits pour qu'on soit capable d'identifier rapidement les dimensions des déformations.

Le choix du système cartographique dépend de l'objet de la carte. Si celle-ci doit être utilisée pour la navigation, elle devra être conforme de telle sorte que les angles mesurés sur la carte (par exemple l'angle formé par une route et un méridien) demeurent invariables.

La correspondance entre les points de l'ellipsoïde et ceux de la carte peut être :

- a. géométrique, quand on passe des premiers aux seconds par projection géométrique suivie par un processus analytique (trigonométrique en général);
- b. analytique, quand on établit une relation exclusivement analytique entre les points, sans passer par une projection géométrique. Il est alors nécessaire d'écrire un système d'équations qui relie les coordonnées géographiques des points sur l'ellipsoïde à leurs coordonnées cartésiennes sur la carte dans un système d'axes orthonormés.

La première méthode de construction d'une carte est nommée « projection », la deuxième « représentation ». Les deux méthodes ne sont pas incompatibles; chaque système peut être articulé autour d'une série d'équations et les systèmes projectifs appropriés peuvent correspondre à plusieurs systèmes analytiques, même s'ils sont parfois approximatifs.

En cartographie moderne il est préférable de construire les cartes selon la méthode de représentation.

Il existe aussi des systèmes mixtes. Dans ce cas, certains éléments du réseau sont transformés dans un système et certains autres éléments sont transformés dans l'autre. Ces systèmes sont appelés des « projections » ou des « représentations modifiées » et sont fréquemment utilisés dans la production des cartes à cause des caractéristiques particulières qui sont introduites au niveau du produit final, ce qui n'aurait pas été le cas dans une projection géométrique pure ou dans une représentation.

2.5 Projections

2.5.1 Projections perspectives (ou géométriques)

Pour reproduire une section de l'ellipsoïde bien déterminée sur une carte, il est nécessaire d'étudier le centre de la région à représenter et de trouver le plan tangent à l'ellipsoïde en ce point. Il est alors possible de projeter les figures géométriques de l'ellipsoïde sur un tel plan à partir d'un centre de projection convenablement choisi.

Selon la position du point central de la projection, plusieurs types de transformations peuvent être réalisés, où chaque transformation présente des caractéristiques particulières.

Le centre de projection peut être choisi :

- a. au centre de l'ellipsoïde (centre graphique ou projection azimutale) : les cartes produites avec ce système sont utilisables en navigation, parce que la transformation des arcs de

courbure maximum (grands cercles) des sphères locales est représentée par des lignes droites sur le plan de projection ;

- b. par rapport au point diamétralement opposé à la zone à représenter (projection stéréographique) : c'est la seule projection conforme en perspective et elle est utilisée généralement pour la cartographie des zones polaires ;
- c. en un point du diamètre extérieur à l'ellipsoïde (projection scénographique);
- d. toujours sur le même diamètre, mais à une distance infinie (projection orthogonale).

2.5.2 Projections coniques

La projection conique consiste à prendre une surface conique, à la positionner par rapport à la portion de l'ellipsoïde pour laquelle une carte doit être créée et à projeter l'ellipsoïde à partir de son centre sur cette surface conique. Par la suite, la surface conique sera représentée par un plan et la carte produite ne sera pas déformée (isométrique) le long de la ligne de tangence. En dehors de cette ligne, la projection sera aphyllactique ou non orthomorphique. Le cas le plus utilisé est celui de la « projection conique directe » où, pour rendre celle-ci conforme, Lambert maintint inchangé le principe de projection pour tracer les méridiens tout en utilisant un système de représentation analytique pour les parallèles. C'est une projection orthomorphique modifiée.

2.5.3 Projections cylindriques

La projection cylindrique est obtenue en prenant une surface cylindrique tangente à l'ellipsoïde et à projeter sur celle-ci les points de l'ellipsoïde à partir de son centre.

Parmi les nombreuses possibilités de position du cylindre de projection, nous allons en considérer deux qui produisent, après développement sur un plan, les deux systèmes cartographiques les plus utilisés, à savoir : les projections cylindriques directe et inverse.

2.5.3.1 Projection cylindrique directe

Le cylindre de projection est tangent à l'équateur et son axe coïncide avec le petit axe de l'ellipsoïde terrestre. Le carroyage des méridiens et parallèles (graticules) de ce cylindre se transforme en une série de lignes droites orthogonales. La projection est aphyllactique ou « non orthomorphique » dans une bande équatoriale; elle est conforme uniquement pour les parallèles et les méridiens et les déformations sont minimales à proximité de l'équateur mais augmentent avec la latitude.

La projection cylindrique directe peut être conforme et orthomorphique en introduisant une relation analytique entre les parallèles de l'ellipsoïde et ceux de la carte; le centre de l'ellipsoïde demeure l'origine de la projection des méridiens transformés.

La carte modifiée obtenue par cette méthode est appelée Carte Mercator (ou projection de Mercator); elle a l'avantage d'être conforme et de transformer les méridiens et parallèles en droites orthogonales. En résumé, cette projection est le système cartographique idéal pour représenter la région équatoriale. Pour les régions de latitudes moyennes, une surface cylindrique sécante à l'ellipsoïde selon deux parallèles donnés peut être envisagée : il n'y aura plus de déformation dans la bande située de part et d'autre de ces parallèles, mais report des déformations dans les zones externes et à l'équateur.

De plus, la carte Mercator permet de naviguer en utilisant la loxodromie. Bien que cette dernière ne représente pas la distance la plus courte entre deux points puisque celle-ci est fournie par une orthodromie, ou grande géodésique, la loxodromie est utile pour les courtes distances, car les orientations de la route suivie peuvent être remplacées facilement par un cap moyen. C'est pour cette raison que de telles cartes sont habituellement employées en navigation.

2.5.3.2 Projection cylindrique transverse

Le cylindre de projection est tangent à un méridien et son axe est perpendiculaire à l'axe des pôles. La surface de l'ellipsoïde est projetée à partir du centre de l'ellipsoïde lui-même. Il n'y a pas de déformations sur le méridien tangent mais celles-ci augmentent en s'éloignant de ce dernier.

Le carroyage des méridiens et des parallèles (graticule) est transformé en un réseau de courbes qui se croisent aux mêmes angles. L'effet des déformations est limité en réduisant la zone à projeter. Pour ce faire, on divise la surface terrestre en bandes de largeur limitée (généralement 15° de longitude) et en les projetant sur un cylindre tangent à leur méridien central le long duquel il n'y a pas de déformation. Pour réduire encore ces dernières il est possible d'utiliser un cylindre sécant plutôt que tangent. Avec cette méthode, l'absence de déformation ne se produit plus sur le méridien central, mais sur les deux intersections qui lui sont symétriques : la région située entre ces lignes est contractée alors que celle qui est à l'extérieur est dilatée.

2.5.4 Représentations

La représentation de Gauss, qui est la base de la cartographie officielle dans plusieurs pays, transforme de façon « analytique » le carroyage géographique (Figure 2.6), par des équations de corrélation très complexes, dans un réseau semblable à celui obtenu par la projection cylindrique inverse, en ajoutant sur cette représentation la caractéristique fondamentale de conformité (en plus de celles communes aux projections : orthogonalité entre les images de l'équateur et des méridiens et équidistance le long d'un méridien).

L'absence d'équidistance (à l'exception du méridien central sélectionné) implique une variation de l'échelle de la carte en fonction de la position de l'élément mesuré. Les déformations augmentent avec la distance du point au méridien central et à l'équateur. Pour réduire les déformations, la surface à représenter doit être délimitée avec soin. L'ellipsoïde est divisé en zones contenant le méridien central (ou méridien de zone) choisi comme méridien de référence et sur lequel les distances sont respectées.

Avec les formules de correspondance ou équations de Gauss, il est possible d'obtenir les coordonnées cartographiques et par conséquent le plan qui contient les points pré-positionnés sur l'ellipsoïde (par exemple les nœuds du carroyage géographique) sur une représentation plane X-Y (ou N-E), en se rappelant que le méridien transformé est défini par l'axe des X et que l'axe des Y est contenu dans la direction parallèle à l'axe du cylindre de la projection.

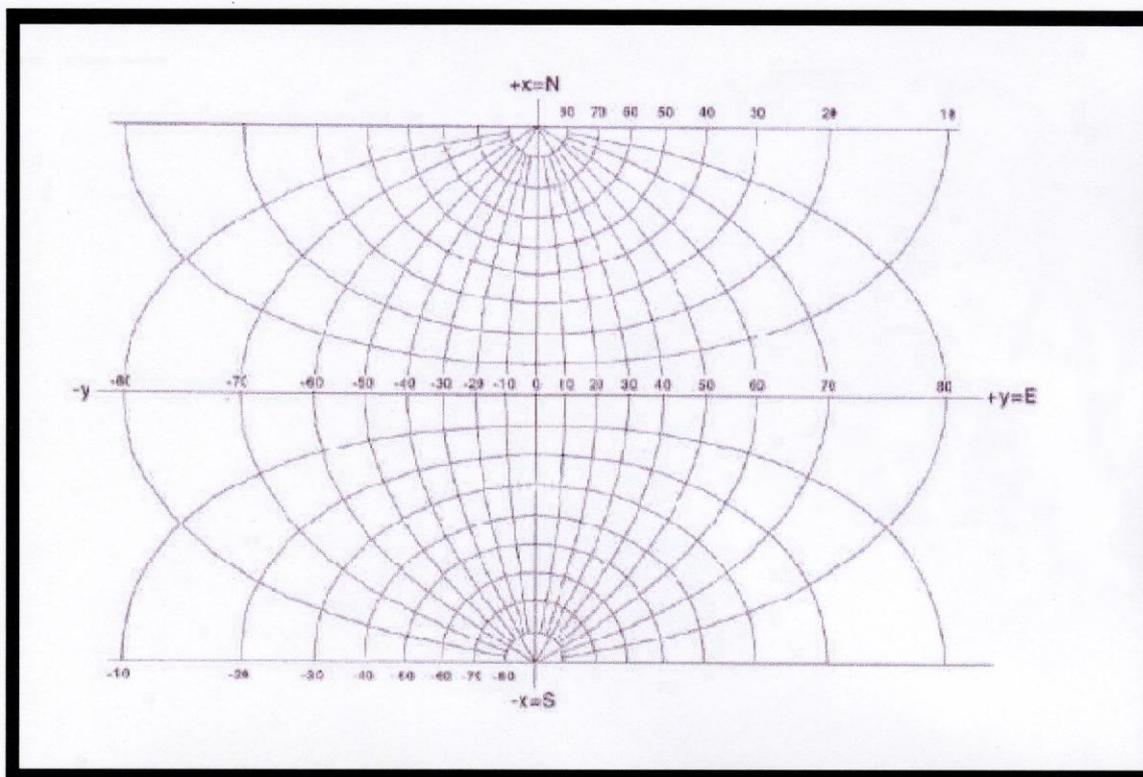


Fig. 2.6 “Carroyage géographique”

Sur la carte, les points ayant une même abscisse ou une même ordonnée sont des lignes droites discrètes placées parallèlement à l’axe. Le fait de représenter sur le plan de la carte quelques-unes de ces lignes droites (qui correspondent à un nombre entier de kilomètres), crée un réseau maillé de carrés appelé carroyage (grille).

Sur les cartes modernes, seuls les carroyages sont représentés, alors que les parallèles et les méridiens (graticules) ne sont représentés que par leurs amorces en marge de la carte.

La présence du carroyage permet de procéder à des opérations dans le plan dans les limites de la zone entière, avec pour seule contrainte la nécessité de corriger les distances calculées avec les coordonnées à l’aide du coefficient de déformation linéaire. Vu que la courbe transformée de la géodésique n’est pas une droite, des corrections doivent être apportées aux angles (par « réduction à la corde »).

Le système cartographique basé sur la représentation de Gauss est connu internationalement sous le nom de « Projection Mercator Transverse Universelle » ou « UTM » en raison de l’analogie qu’elle présente avec la projection cylindrique directe (Mercator).

2.5.5 Projection Mercator transverse universelle

Les coordonnées de la projection Mercator transverse universelle (UTM) sont utilisées dans l’exécution des levés et en cartographie lorsque la taille de la région cartographiée s’étend sur plusieurs zones de projections. Elles sont aussi utilisées par les armées de terre et de l’air ainsi que par les marines de l’OTAN, pour la réalisation de cartes et pour les applications géodésiques.

Les différences entre la projection UTM et la projection TM sont l’échelle au méridien central, l’origine et la représentation des unités :

- l’échelle est 0,9996 au méridien central de la projection UTM;

- la coordonnée Nord (*Northing* ou NUTM) a l'équateur pour origine, fixé conventionnellement à zéro ; elle s'étend de l'équateur à la latitude quatre-vingt-quatre degrés Nord (84° N);
- la coordonnée Sud (*Southing* ou SUTM) a l'équateur pour origine, dont la valeur est fixée conventionnellement à dix mille kilomètres (10 000 000 m) ; elle s'étend de l'équateur à la latitude quatre-vingt degrés Sud (80° S);
- la coordonnée Est (*Easting* ou EUTM) a pour origine le méridien central dont la valeur est fixée conventionnellement à cinq cents kilomètres (500 000 m) ;
- le système UTM est divisé en soixante (60) zones longitudinales. Chaque zone a une largeur de six (6°) degrés qui s'étend de trois degrés (3°) de part et d'autre du méridien central.

Pour calculer les coordonnées UTM d'un point, on doit déterminer les coordonnées TM :

- les coordonnées *Northing* et *Southing* (NUTM, SUTM) sont calculées en multipliant le facteur d'échelle (0,9996) du méridien central par les valeurs des coordonnées (NTM, STM) ;
- dans l'hémisphère Sud, une valeur de dix millions de mètres (10 000 000 m) doit être ajoutée pour tenir compte du décalage conventionnel appliqué à l'origine ;
- les coordonnées *Easting* (EUTM) sont obtenues en multipliant la valeur (ETM) par le facteur d'échelle du méridien central (0,9996) et en lui ajoutant cinq cent mille mètres (500 000 m) pour tenir compte du décalage conventionnel appliqué à l'origine ;
- les coordonnées UTM sont toujours exprimées en mètres.

UTM Nord, Sud, et Est

Dans l'hémisphère Nord :	$N_{UTM} = (0,9996) N_{TM}$
Dans l'hémisphère Sud :	$S_{UTM} = (0,9996) S_{TM} + 10\,000\,000\text{ m}$
Pour les coordonnées Est :	$E_{UTM} = (0,9996) E_{TM} + 500\,000\text{ m}$

La zone UTM peut être déterminée à partir de la longitude géodésique du point (convertie en degrés décimaux), soit Z = numéro de la zone UTM :

- $Z = (180 + \lambda) / 6$ (longitudes Est)
- $Z = (180 - \lambda) / 6$ (longitudes Ouest)

Sauf quand le résultat obtenu au moyen de la formule précédente se termine par un chiffre rond, on prend pour numéro de zone UTM l'entier immédiatement supérieur.

Exemple de calcul de numéro de zone UTM :

$$\begin{aligned}\lambda &= 15^\circ 12' 33,5609'' \text{ E} \\ Z &= (180 + 15,20932247) / 6 = 32,53448 \\ Z &= 33\end{aligned}$$

3. MÉTHODES DE CONTRÔLE HORIZONTAL

3.1 Introduction

Avant d'entreprendre un levé hydrographique, un canevas géodésique est mis en place pour encadrer géographiquement la zone côtière ou pour créer les stations nécessaires à l'exécution des sondages; ce réseau est réalisé en se basant sur des points de référence établis au préalable et dont les coordonnées ont été déterminées par méthodes géodésiques.

Ces points ainsi que le canevas réalisé définissent une triangulation de base qui constitue le réseau de référence géodésique adopté (le *datum*).

La détermination des coordonnées horizontales des points peut être obtenue par différentes méthodes :

- a. méthodes classiques de levés, par observations astronomiques, mesures d'angles et de distances ;
- b. méthodes mixtes ;
- c. méthodes photogrammétriques.

Les deux premières méthodes permettent de réaliser une triangulation de premier ordre ou d'ordre inférieur, par mesures d'angles et de distances et par cheminements. Par la suite, en partant des points de premier ordre, le réseau peut être étendu en fonction des besoins du levé en effectuant des mesures d'angles et de distances supplémentaires.

Le développement des techniques satellitaires a permis de déterminer les points de contrôle de premier et de second ordre sans qu'il soit nécessaire de les relier entre eux par observations directes, et de les extrapoler jusqu'au réseau local de la zone à lever.

3.2 Méthodes classiques

3.2.1 Triangulation

3.2.1.1 Principes et spécifications

Chaque pays possède dans les limites de son territoire un réseau planimétrique national constitué de points géodésiques appelés « points trigonométriques de 1^{er} ordre ». Ces points sont bornés de manière durable et reliés entre eux par des séries de triangles, si possible équilatéraux.

La technique de levé, dite de triangulation, détermine à partir de mesures d'angles les sommets d'une chaîne de triangles qui possèdent chacun au moins un côté commun.

Le développement formé par les triangles, peut être obtenu en densifiant les réseaux (Figure 2.7a) ou en procédant par chaînage (Figure 2.7b). Cette dernière méthode a été utilisée avec succès pour des levés de pays caractérisés par leur grande extension en latitude ou en longitude (par ex. l'Argentine).

De plus les chaînes peuvent être reliées entre elles, comme dans le cas des levés des zones longues et étroites ; dans un tel cas il est pertinent de rendre le réseau plus rigide en procédant par quadrilatères et en observant les diagonales (Figure 2.7c).

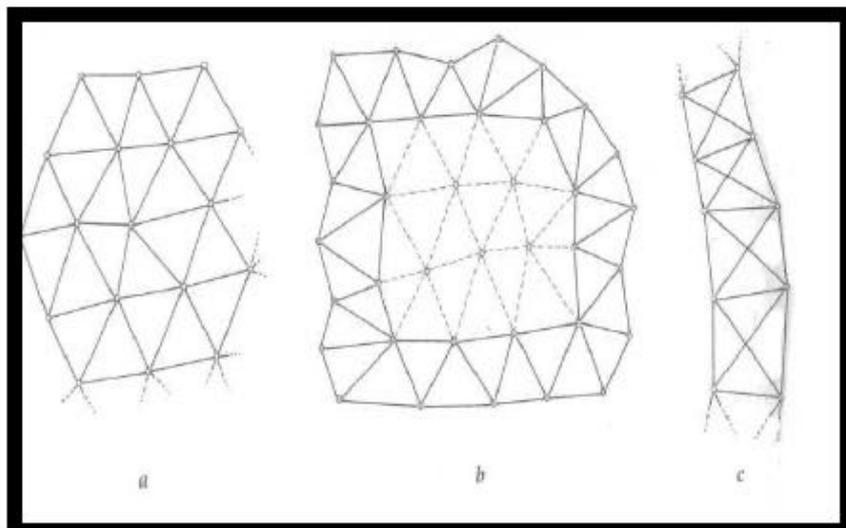


Fig. 2.7

Dans un réseau, l'échelle peut être obtenue par détermination d'une base géodésique unique, toutes les autres mesures étant angulaires. Cependant, les erreurs d'échelle finissent par s'accumuler au fur et à mesure que le réseau s'étend et la meilleure façon de contrôler/corriger ces erreurs, est de mesurer d'autres bases. (NB : Avant l'apparition des tachéomètres, les mesures de distance étaient des opérations longues et difficiles).

Finalement l'orientation du réseau est déterminée par une mesure d'azimut astronomique. Comme pour les facteurs d'échelle, des azimuts supplémentaires devraient être observés en divers points du réseau afin de contrôler/corriger la propagation d'erreurs.

3.2.1.2 Mesures des bases et des angles

Le but d'un levé par triangulation est de déterminer les coordonnées des points A, B, C, D, E et F (Figure 2.8). Les points sont reliés entre eux afin de former une série de triangles. En général le côté AC (normalement désigné sous le nom de « base géodésique » en triangulation) définit le point de départ. Tous les angles des différents triangles sont mesurés : $\alpha_1, \beta_1, \gamma_1$ du triangle ABC; $\alpha_2, \beta_2, \delta_2$ du triangle ABD et ainsi de suite.

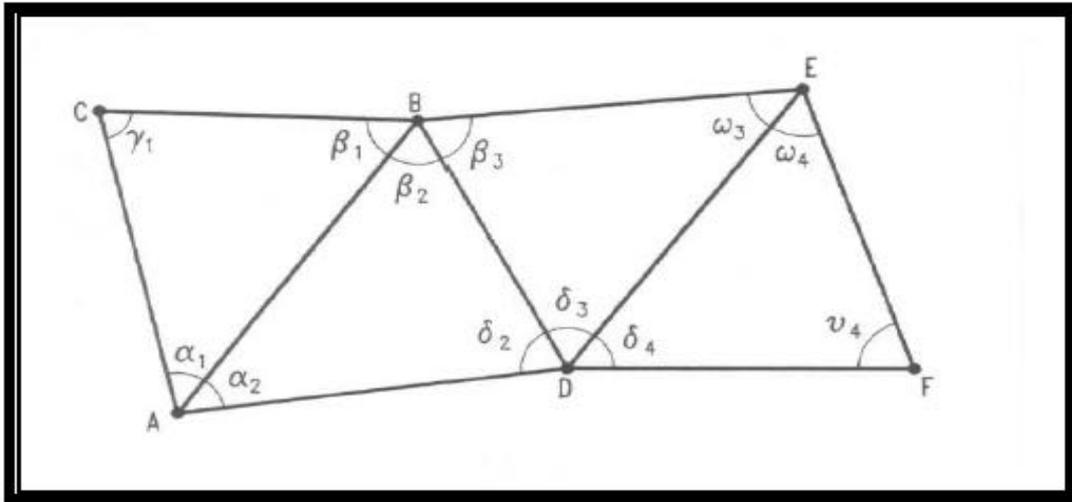


Fig. 2.8

La longueur d'une base de triangulation de premier ordre est de 10 kilomètres environ et par conséquent, la mesure des angles demande un soin particulier. Il est nécessaire d'utiliser des théodolites qui permettent de lire le dixième ou les deux dixièmes de seconde sexagésimale afin d'obtenir, après répétitions d'un nombre convenable de tours d'horizon, une mesure de direction caractérisée par un écart type de l'ordre du dixième de seconde.

Pour effectuer des mesures dans les limites de ces tolérances, une importance particulière doit être accordée aux signaux géodésiques qui doivent être de grandes structures bien visibles et de coloration appropriée. Des signaux visibles de jour comme de nuit peuvent être utilisées ; les signaux de jour sont éclairés au moyen d'héliostats (ou d'héliotropes) et ceux de nuit sont remplacés par des projecteurs géodésiques. Ces signaux doivent se prêter à une collimation sans erreur de phase (mauvais éclairage) et par conséquent, la présence d'un opérateur est requise sur le point à viser.

Par conséquent, la précision de mesure des trois angles doit être vérifiée dans chaque triangle. Pour calculer l'erreur de fermeture (ou erreur de fermeture angulaire) de chaque triangle et vérifier que les résultats sont inférieurs aux valeurs de tolérance fixées au préalable, on utilise la propriété :

$$\varepsilon_{\alpha} = \left| \sum \alpha_i - 180^{\circ} \right| \leq t_{\alpha} \quad (2.5)$$

où la sommation $\sum \alpha_i$ est la somme des angles mesurés moins l'excès sphérique. Ensuite il est nécessaire d'ajuster les angles mesurés en utilisant une méthode rigoureuse ou une méthode empirique consistant à ajouter ou à soustraire de chacun des angles le tiers de l'erreur de fermeture angulaire.

3.2.1.3 Calculs et compensations

Une fois la vérification de la tolérance complétée, le premier triangle ABC (dans la Figure 2.8) peut être résolu. Avec la base et les trois angles connus, il est possible de déterminer les deux autres côtés par application de la loi des sinus :

$$\overline{AB} = \overline{AC} \cdot \frac{\sin \gamma_1}{\sin \beta_1} \quad (2.6)$$

$$\overline{BC} = \overline{AC} \cdot \frac{\sin \alpha_1}{\sin \beta_1} \quad (2.7)$$

Sa base étant déterminée, nous sommes maintenant capables de résoudre le deuxième triangle ABD, toujours en appliquant la formule des sinus, et ainsi de suite.

Si on a plus qu'une base mesurée, il est nécessaire d'utiliser des méthodes rigoureuses pour ajuster la compensation. La méthode la plus fréquemment utilisée est la méthode des observations indirectes.

La surdétermination (pratique des mesures surabondantes) du réseau permet d'entreprendre les calculs de compensation en utilisant la méthode des moindres carrés.

Par exemple, si on prend le triangle ABD (Figure 2.9), les valeurs inconnues sont générées par les valeurs les plus probables des coordonnées horizontales des points A, B, D (notées $X_A, X_B, X_D, Y_A, Y_B, Y_D$). De telles coordonnées sont exprimées comme étant la somme d'une valeur initiale approximative et des corrections à lui appliquer pour produire une valeur finale la plus probable. Les corrections sont déterminées par la méthode des moindres carrés.²

Une fois les dimensions angulaires compensées, les opérations qui doivent être complétées sont :

- a. La formulation d'une équation génératrice pour chaque mesure effectuée. En particulier, on impose la condition qu'un angle (par ex. α_2) soit égal à la différence des deux angles de direction mesurés sur la base AD et sur la base AB :

$$\alpha_2 = (AD) - (AB) \quad (2.8)$$

dont on déduit :

$$\alpha_2 - (AD) + (AB) = 0 \quad (2.9)$$

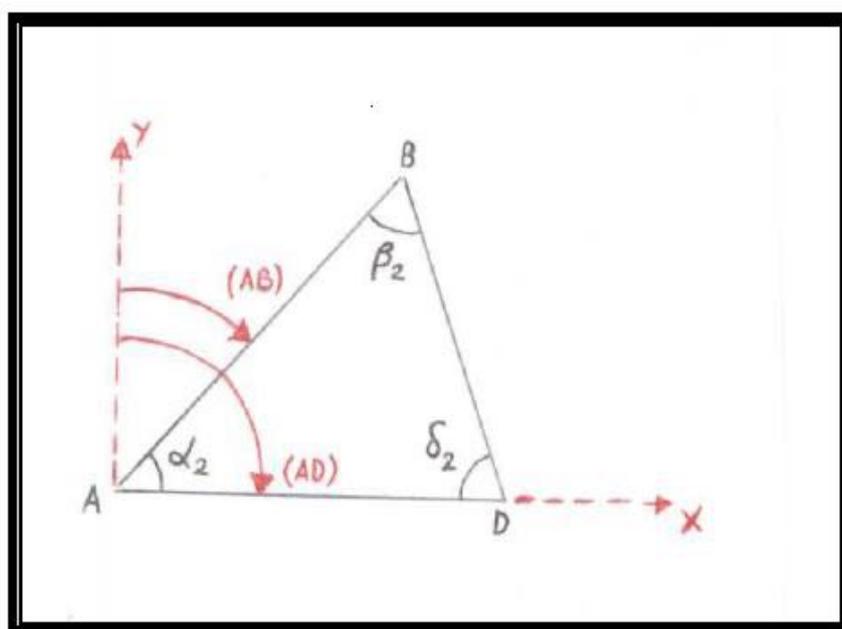


Fig. 2.9

La génération des équations d'observations est une tâche impossible parce que leur nombre (une pour chaque mesure) est plus grand que le nombre d'inconnues (méthode des mesures surabondantes).

Les inconnues sont contenues dans les mesures des angles de direction et peuvent être exprimées de la façon suivante :

$$(\text{AD}) = \text{arctg} \left[\frac{(X_D - X_A)}{(Y_D - Y_A)} \right] \quad (2.10)$$

$$(\text{AB}) = \text{arctg} \left[\frac{(X_B - X_A)}{(Y_B - Y_A)} \right] \quad (2.11)$$

En développant en série de Taylor la fonction « **arctg** » des deux variables X_i et Y_i ($f[X_i, Y_i]$) pour un point de coordonnées X_i^0 et Y_i^0 représentent les coordonnées approximatives initiales des points du triangle, les augmentations x_i et y_i de ces points constituent les corrections à appliquer pour calculer les valeurs définitives compensées (valeurs les plus probables).

Dans le cas présent, le développement de la série est limité au premier degré, les termes de degré supérieur étant considérés comme négligeables et donc ignorés :

$$f[X_i, Y_i] = f[X_i^0, Y_i^0] + \left| \frac{\partial f[X_i, Y_i]}{\partial x} \right|_{(X^0, Y^0)} x_i + \left| \frac{\partial f[X_i, Y_i]}{\partial y} \right|_{(X^0, Y^0)} y_i \quad (2.12)$$

- b. La formulation du système d'équations ainsi générées impose l'existence d'un résidu d'observation (v_i) résultant de la présence d'erreurs de mesures aléatoires ; il en résulte une équation du type :

$$\alpha_2 - (\text{AD}) + (\text{AB}) = v_i \quad (2.13)$$

Un tel système finit par être algébriquement indéterminé vu que le nombre d'équations est maintenant inférieur au nombre d'inconnues, après insertion des résidus d'observations.

- c. La formulation du système d'équations normales ayant pour inconnues les « corrections » x_i et y_i introduites dans l'expression (2.12), comporte une condition supplémentaire, à savoir qu'on impose à la somme des carrés des résidus d'observation v_i , d'être minimum. Un tel système est algébriquement déterminé car le nombre d'équations est égal au nombre d'inconnues ; sa résolution permet d'aboutir aux valeurs compensées des coordonnées horizontales des points de la triangulation.

3.2.2 Trilatération

3.2.2.1 Principes et spécifications

Cette méthode de levé est semblable à la triangulation, les points dont on cherche à calculer les coordonnées étant reliés pour former un réseau de triangles comportant des côtés communs, mais ici, les mesures principales portent sur les distances et non plus sur les angles.

Avec l'apparition d'instruments de mesure électroniques et électro-optiques de distance, la trilatération put recevoir de larges applications et remplacer totalement les triangulations ; cependant les deux méthodes coexistent normalement et aboutissent à des réseaux mixtes.

Alors que le développement contrôlé d'éléments (triangles) par triangulation peut être accompli en mesurant les trois angles de chaque triangle (la vérification est immédiate en écrivant que la somme des trois angles est égale à 180°), le contrôle de la méthode de trilatération se fait après calcul des angles à partir des côtés des triangles adjacents.

Pour les réseaux de 1^{er} ordre, comme pour les triangulations, la création d'un point fondamental et d'un azimut par observations astronomiques sont toujours nécessaires.

3.2.2.2 Mesures des angles et des distances

Contrairement à la triangulation, qui peut être réalisée en occupant uniquement la station et non le signal, sauf en cas d'utilisation de dispositifs d'éclairage spéciaux, la trilatération exige toujours d'occuper les deux points avec des réflecteurs ou des transmetteurs. Cet inconvénient est compensé par l'avantage de pouvoir opérer dans des conditions de visibilité moins bonnes, ce qui donne une meilleure flexibilité dans l'organisation et la durée des travaux.

3.2.2.3 Calculs et compensations

En utilisant la technique d'observations indirectes, les calculs de compensation suivent les mêmes principes que ceux utilisés en triangulation. Les équations d'observations sont formulées en utilisant les mesures des côtés et leurs composantes doivent satisfaire aux conditions imposées par le théorème de Pythagore.

Dans le triangle de la figure 2.9, l'équation du côté mesuré AD sera :

$$(X_D - X_A)^2 + (Y_D - Y_A)^2 - \overline{AD}^2 = 0 \quad (2.14)$$

Comme pour les triangulations, le développement (2.14) en série de Taylor autour d'une valeur approximative des coordonnées des points A (X_A^0, Y_A^0) et D (X_D^0, Y_D^0), en ne retenant que les termes du premier degré, aboutira à l'expression suivante :

$$(X_D^0 - X_A^0)^2 + 2(X_D^0 - X_A^0)(x_D - x_A) + (Y_D^0 - Y_A^0)^2 + 2(Y_D^0 - Y_A^0)(y_D - y_A) - \overline{AD}^2 = 0 \quad (2.15)$$

où les accroissements ($x_D - x_A$) et ($y_D - y_A$) représentent les corrections à appliquer aux valeurs approximatives initiales des coordonnées pour créer les valeurs compensées les plus probables.

L'introduction des résidus d'observations et l'application des principes des moindres carrés permettent d'écrire un système algébriquement déterminé d'équations normales pour les inconnues x_i et y_i .

3.3 Méthodes mixtes

Quand on combine des observations réalisées au moyen de différents systèmes de mesures, il convient de tenir compte à la fois de la précision des instruments et des unités. On dira, par exemple, que les angles doivent être mesurés en secondes d'arc avec une précision de $\pm 4''$ et les distances en mètres avec une précision de ± 15 cm. Cette condition est satisfaite en attribuant à chaque observation une pondération égale à l'inverse de l'écart type ($1/\sigma$), où σ est exprimé dans le même système d'unités que l'observation.

Les tolérances instrumentales relèvent d'une décision technique, qui résulte normalement d'un compromis entre l'expérience et les notices d'utilisateurs. Un théodolite gradué en secondes pourra être associé à un σ de $\pm 4''$, soit ± 19 cm pour une distance de 10 km, et un distancemètre à un σ de $\pm 0,05$ m ± 5 ppm. Dans le cas du présent exemple, l'erreur de distance est composée de deux termes, l'un fixe de 0,05 m et l'autre variable de 5 ppm de la longueur mesurée. Ces deux termes doivent être combinés dans l'écart quadratique moyen (EMQ, ou σ par abus de langage), soit, pour une distance de 10 km :

$$\sigma = \sqrt{(0,05)^2 + (10\,000 \times 5 \times 10^{-6})^2} \text{ m} = 0,07 \text{ m}$$

La pondération des équations d'observation par le scalaire $1/\sigma$ présente l'avantage de transformer ces dernières en équations sans dimension. La multiplication des équations d'observation exprimées en mètres par le facteur $1/\sigma$, exprimé lui aussi en mètres, les transforme en équations sans dimension et permet de combiner différents types d'observations.

La méthode des moindres carrés qui permet de résoudre un système d'équations surabondantes utilise une matrice des poids (ou inverse de la matrice des covariances). Dans le cas de trois variables a, b et c, cette matrice prend la forme :

$$W = \begin{bmatrix} \frac{1}{\sigma_a^2} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{\sigma_b^2} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{\sigma_c^2} \end{bmatrix} \quad (2.17)$$

On notera que cette matrice diagonale contient l'inverse des variances $1/\sigma^2$ de chaque observation et non $1/\sigma$. Cette contradiction apparente avec la proposition précédente n'est en fait qu'une conséquence de l'algèbre matricielle qui a bien pour résultat de pondérer chaque observation par le facteur $1/\sigma$.

Il est admis que les mesures de distance ont plus de poids que les mesures d'angle, mais le rapport exact est fonction des instruments utilisés et des longueurs mesurées.

3.3.1 Cheminements

3.3.1.1 Principes et spécifications

Les cheminements, ou polygonations, sont fréquemment utilisés en topographie lorsqu'on veut faire des levés plus spécifiques sur des grandes régions ou lorsqu'il n'est pas possible d'effectuer des visées directes. Ces levés sont effectués en déterminant les coordonnées de nombreux points, formant ainsi un réseau polygonal. A l'exception du premier et des derniers points, les stations d'un cheminement doivent être accessibles et chaque station doit être visible de la précédente et de la suivante afin de pouvoir mesurer les angles et les distances.

Selon que le premier et le dernier point d'un réseau polygonal coïncident ou pas, un cheminement peut être fermé ou ouvert. Selon que les coordonnées absolues de certaines stations soient connues ou pas, le cheminement peut être orienté ou non.

Dans les modèles topographiques anciens, la triangulation était la seule technique disponible pour créer un réseau de points sur une longue distance. La méthode par cheminement était réservée aux points de l'ordre le plus bas dans un levé détaillé. Si la région était très petite, un petit cheminement fermé était effectué; mais si la région était grande et la carte devait être à une grande échelle à l'intérieur de stations connues les plus proches, le cheminement reliait les points de triangulation et il était dit ouvert. De nos jours l'utilisation d'instruments de mesure de distance (tachéomètres, telluromètres, etc.) permet d'établir des cheminements sur plusieurs kilomètres et d'effectuer des levés avec des cheminements plus précis qui peuvent être reliés directement aux points de la triangulation nationale de premier ordre, remplaçant ainsi complètement la triangulation d'ordre inférieur.

Un défaut majeur des cheminements est la propagation de l'erreur dans la direction de la progression. Une telle erreur est la somme algébrique de toutes les erreurs créées dans les mesures d'angles et distances en chaque station.

3.3.1.2 Mesures des bases et des angles

En fonction des mesures, dont au moins une doit être une distance, le cheminement peut être :

- iso déterminé, quand le nombre de relations d'observations est égal à celui des inconnues (coordonnées des stations). Si « n » est le nombre de **stations**, le nombre de mesures nécessaires est égal à $(2n - 3)$;
- surdéterminé, quand le nombre de mesures est surabondant par rapport au minimum nécessaire. Il en résulte la possibilité d'effectuer un traitement des erreurs accidentelles, de les compenser et finalement d'obtenir une estimation de la précision des résultats finaux. De plus, vu le nombre limité de mesures redondantes possibles, le degré de surdétermination ne peut pas dépasser 3 et des méthodes de compensation empiriques peuvent être utilisées à la place des méthodes rigoureuses.

3.3.1.3 Calculs et compensations

Les angles horizontaux observés aux points d'un cheminement sont mesurés dans le sens des aiguilles d'une montre, de la direction précédente (visée arrière) vers la portée suivante (visée avant). Le calcul des angles est effectué rigoureusement ; connaissant une direction de départ, on lui ajoute la différence entre les visées avant et arrière. Si la différence est négative il est nécessaire d'ajouter 360° .

On applique la « règle de transport » : la direction en un point A_i est la somme de la direction en A_{i-1} et de l'angle formé par la différence des visées avant et arrière. Si nécessaire, on ajoute ou on soustrait 360° du résultat pour obtenir une direction comprise entre 0° et 360° .

3.3.2 Cheminement ouvert non orienté (iso-déterminé)

Dans la figure 2.10, les calculs à réaliser successivement sont :

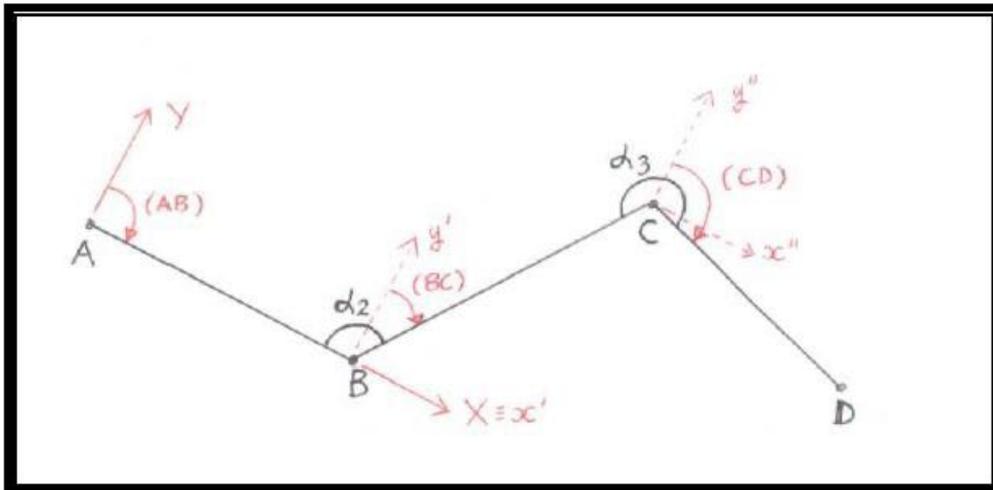


Fig. 2.10

- Le calcul des orientations des portées au moyen de la règle de transport, partant d'une direction initiale (AB) obtenue dans le système de référence local (axes x, y orthonormés, direction de l'axe des x confondue avec le premier côté AB).
Exemple : dans la figure 2.10, l'angle de la direction BC est :

$$(BC) = (AB) + \alpha_2 \pm 180^\circ \quad (2.18)$$

- Le calcul des coordonnées initiales dans le système de référence provisoire centré sur le point précédent et dont les axes x'', y'' sont parallèles aux x', y' et aux x, y initiaux. Par exemple, les coordonnées du point C rapportées à celles du point B sont :

$$x_{C(B)} = \overline{BC} \cdot \sin (BC) \quad (2.19)$$

$$y_{C(B)} = \overline{BC} \cdot \cos(\beta_C) \quad (2.20)$$

- c. Le calcul des coordonnées finales dans le système de référence local centré sur le point A de coordonnées $X_A = 0$ et $Y_A = 0$. Les coordonnées finales du point B sont :

$$\begin{aligned} X_B &= X_A + x_{B(A)} \\ Y_B &= Y_A + y_{B(A)} \end{aligned} \quad (2.21)$$

et ainsi de suite pour les points suivants.

Il est important de noter que si le nombre de mesures (les angles α_A, α_B et les distances AB, BC, CD) est égal au nombre d'inconnues (les coordonnées X_B, X_C, Y_C, X_D et Y_D finales) la structure est iso-déterminée et il n'est donc pas possible d'exécuter une compensation ou d'estimer la précision des résultats finaux.

3.3.3 Cheminement ouvert orienté (mesures surabondantes)

Dans la Figure 2.11, les données de départ sont les coordonnées absolues de la première et de la dernière station du cheminement A et D, exprimées dans un système de référence externe (tel que le réseau géodésique national) et les coordonnées, toujours dans le système externe, de deux points supplémentaires connus, P et Q, qui servent à créer la surdétermination du réseau. Les mesures (angles $\alpha_A, \alpha_B, \alpha_C$ et α_D et distances AB, BC, CD) sont suffisantes pour calculer les inconnues représentées par les coordonnées absolues des points intermédiaires (X_B, Y_B, X_C, Y_C). Pour chaque mesure supplémentaire il y aura une relation d'observation supplémentaire utilisable pour la compensation.

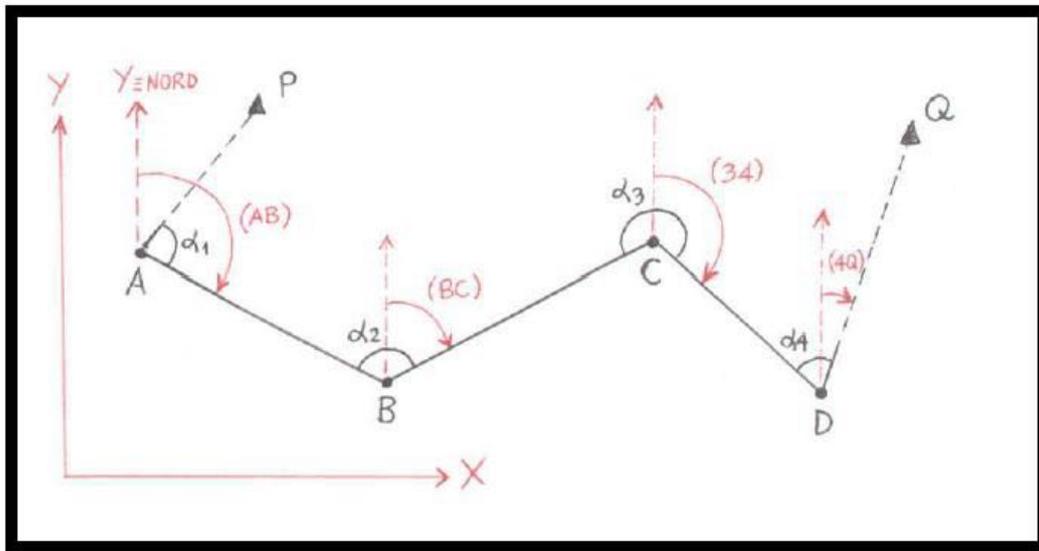


Fig. 2.11

Les calculs à exécuter sont :

- a. Les directions des portées, souvent exprimées sous forme d'azimuts et calculées de proche en proche au moyen de la règle de transport. Les calculs, non compensés, débutent par la première direction (PA) formée par deux points connus, et de ce fait déjà compensée :

$$(PA) = \arctg \left[\frac{(X_A - X_P)}{(Y_A - Y_P)} \right] \quad (2.22)$$

Puis, dans le cas général, par exemple pour la direction non compensée du côté DQ (notée DQ' avant compensation), on écrit :

$$(DQ)' = (CD) + \alpha_D \pm 180^\circ \quad (2.23)$$

- b. La formulation de la première relation de compensation qui utilise le fait que la direction finale (DQ) est déjà connue et compensée :

$$(DQ) = \arctg \left[\frac{(X_Q - X_D)}{(Y_Q - Y_D)} \right] \quad (2.24)$$

La condition, à imposer à ce point, est d'écrire que la direction connue (2.24) est égale à la direction DQ' non compensée (2.23). L'équation est :

$$(DQ)' - (DQ) = 0 \quad (2.25)$$

Du fait des inévitables erreurs accidentelles dans la mesure des angles $\alpha_A, \alpha_B, \alpha_C, \alpha_D$ qui entrent toutes dans le calcul de (DQ)', l'équation (2.25) ne pourra jamais être satisfaite. Il restera un résidu appelé « erreur de fermeture angulaire » défini par la quantité $\Delta\alpha$. Le (2.25) devient en réalité :

$$(DQ)' - (DQ) = \Delta\alpha \quad (2.26)$$

en ne perdant pas de vue que $\Delta\alpha$ doit être plus petit que la tolérance angulaire fixée dans les instructions techniques du projet.

- c. Le calcul des directions compensées :

$$\begin{aligned} (AB) &= (AB)' - u\alpha \\ (BC) &= (BC)' - 2u\alpha \\ (CD) &= (CD)' - 3u\alpha \\ (DQ) &= (DQ)' - 4u\alpha \end{aligned} \quad (2.27)$$

où $u\alpha$ représente « l'erreur unitaire de fermeture » égale au quotient de l'erreur de fermeture angulaire $\Delta\alpha$ par le nombre d'angles non compensés.

- d. Le calcul des coordonnées provisoires non compensées dans les systèmes de référence provisoires centrés sur les points successifs et dont les axes orthonormés sont parallèles au système initial construit sur la portée AB. Par exemple, les coordonnées provisoires non compensées du point B relatifs à A sont :

$$\begin{aligned} x_{B(A)} &= \overline{AB}' \sin(AB) \\ y_{B(A)} &= \overline{AB}' \cos(AB) \end{aligned} \quad (2.28)$$

- e. La formulation des deuxième et troisième équations en imposant la condition que la somme de toutes les coordonnées provisoires doit être égale à la différence des coordonnées connues du dernier et du premier point. Il y a deux équations, l'une pour les abscisses et l'autre pour les ordonnées :

$$\begin{aligned} \sum x' - (X_D - X_A) &= 0 \\ \sum y' - (Y_D - Y_A) &= 0 \end{aligned} \quad (2.29)$$

De même que pour les angles, les équations ne seront jamais satisfaites en raison de la présence de résidus appelés « erreur de fermeture linéaire des abscisses » et « erreur de fermeture linéaire des ordonnées ». Ces erreurs sont égales à :

$$\begin{aligned}\Delta x &= \sum x' - (X_D - X_A) \\ \Delta y &= \sum y' - (Y_D - Y_A)\end{aligned}\quad (2.30)$$

Si on définit ΔL comme étant :

$$\Delta L = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2} \quad (2.31)$$

Δx et Δy doivent être tels que ΔL n'est pas plus grand que la tolérance linéaire fixée dans les instructions techniques.

f. Le calcul des coordonnées provisoires compensées :

$$\begin{aligned}x_{2(1)} &= x'_{2(1)} - u_x & y_{2(1)} &= y'_{2(1)} - u_y \\ x_{3(2)} &= x'_{3(2)} - u_x & y_{3(2)} &= y'_{3(2)} - u_y \\ x_{4(3)} &= x'_{4(3)} - u_x & y_{4(3)} &= y'_{4(3)} - u_y\end{aligned}\quad (2.32)$$

où u_x et u_y représentent les valeurs des erreurs linéaires unitaires de fermeture et sont égaux respectivement au rapport entre les erreurs de fermeture linéaire des abscisses et des ordonnées et le nombre de coordonnées provisoires non compensées sur lequel l'erreur doit être répartie uniformément.

g. Le calcul des coordonnées compensées (absolues) des points intermédiaires inconnus (B et C) en partant des valeurs connues du point d'origine A et en ajoutant les valeurs des coordonnées provisoires suivantes.

$$\begin{aligned}X_B &= X_A + x_{B(A)} & Y_B &= Y_A + y_{B(A)} \\ X_C &= X_B + x_{C(B)} & Y_C &= Y_B + y_{C(B)}\end{aligned}\quad (2.33)$$

3.3.4 Cheminement fermé non orienté

Dans la Figure 2.12, les données connues au départ sont les coordonnées de la station A, choisie comme origine du système cartésien local dont l'axe des x est porté par la direction du premier côté AB mesuré. Les ordonnées des points A et B sont égales à 0 dans ce système local orthonormé. Les dix éléments mesurés sont les angles intérieurs du polygone et les orientations de leurs côtés (portées), tandis que les sept inconnues (X_B X_C Y_C X_D Y_D X_E Y_E) établissent une surdétermination comportant un nombre maximal de relations surabondantes possibles égal à 3.

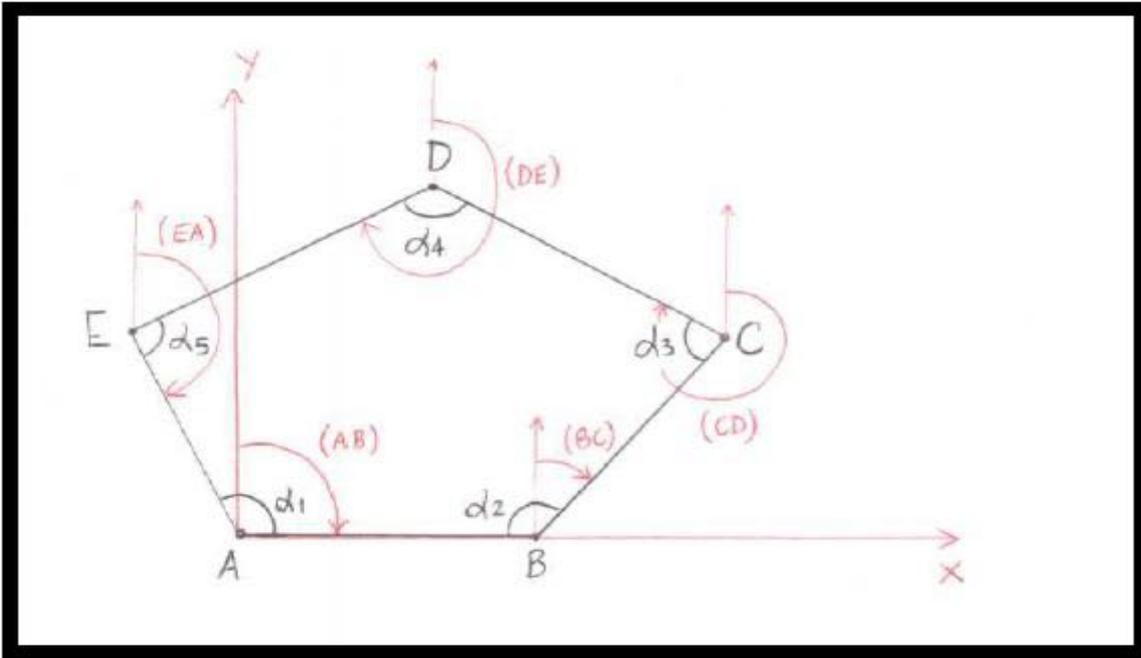


Fig. 2.12

Le calcul se fait dans l'ordre suivant :

- contrôle et compensation des angles, en imposant que la somme des angles mesurés non compensés soit égale à la somme des angles intérieurs du polygone constitué de « n » côtés, soit $[(n-2) \cdot 180^\circ]$. Les erreurs d'observation inévitables se traduisent par un résidu $\Delta\alpha$ (erreur de fermeture) tel que :

$$\Delta\alpha = \sum \alpha' - (n - 2) \cdot 180^\circ \quad (2.34)$$

égalité dans laquelle $\Delta\alpha$ doit être inférieur à la tolérance fixée. L'erreur de fermeture unitaire $u\alpha$ (égale à l'erreur angulaire de fermeture divisée par le nombre d'angles mesurés) doit être répartie uniformément entre tous les angles mesurés.

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= \alpha'_1 - u\alpha \\ \alpha_2 &= \alpha'_2 - u\alpha \end{aligned} \quad (2.35)$$

et ainsi de suite. Les angles calculés sont maintenant compensés.

- calcul des directions des portées (rapportées à l'axe des y du système local) en utilisant la règle de transport.
- calcul des coordonnées provisoires non compensées avec (2.19) et (2.20).
- contrôle et compensation des côtés, en imposant le fait que la somme de toutes les abscisses provisoires doit être égale à zéro (idem pour les ordonnées). Cette condition ne pourra pas être réalisée dans le calcul des coordonnées provisoires non compensées et il subsistera des résidus Δx , Δy (erreurs de fermetures latérales), composantes du vecteur ΔL défini par l'égalité :

$$\Delta L = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2} \quad (2.36)$$

Δx et Δy doivent être tels que ΔL ne soit pas plus grand que la tolérance linéaire prescrite. L'erreur unitaire de fermeture doit être répartie entre les abscisses provisoires non compensées u_x , la correction

étant égale au quotient de l'erreur de fermeture latérale des abscisses divisé par le nombre de coordonnées à compenser. Dans le cas des ordonnées, l'erreur unitaire doit être divisée par le nombre de coordonnées à compenser moins 1 parce qu'on a imposé à l'ordonnée du point B d'être égale à 0 dans le système cartésien provisoire A ($y_{B(A)}$) qui doit rester inaltéré. Il est maintenant possible de continuer avec la compensation des coordonnées provisoires, en soustrayant respectivement u_x et u_y aux valeurs des abscisses et des ordonnées non compensées, comme on l'a fait plus haut dans l'égalité (2.32), avec pour seule différence que l'ordonnée de $y_{B(A)}$ est fixée à 0.

- e. calcul des coordonnées finales avec (2.21).

3.4 Principes de la photogrammétrie (voir aussi le Chapitre 6)

La photogrammétrie est une technique répandue pour les levés topographiques ou pour la photographie d'objets en 3 dimensions.

La photogrammétrie conventionnelle est divisée habituellement en deux catégories :

- a. Photogrammétrie terrestre dans laquelle les photographies sont prises à partir de points situés sur terre;
- b. Photogrammétrie aérienne dans laquelle les photographies sont prises d'un avion.

Ces distinctions n'ont pas de rapport avec les procédures de restitution qui, en principe, sont les mêmes et ne dépendent que des méthodes utilisées pour obtenir les images.

Pour assurer la restitution topographique de l'objet photographié il est nécessaire d'avoir au moins deux images d'un même point prises de deux positions différentes. Si la position de l'appareil photo est connue, les coordonnées spatiales d'un point commun aux deux photographies peuvent être calculées à partir des deux lignes droites joignant l'image aux centres optiques relatifs. Ce principe fondamental de la photogrammétrie est commun à toutes les techniques de levés photogrammétriques.

Lors d'un levé photogrammétrique, il y a trois groupes de données liées entre elles d'une manière ou d'une autre à chaque instant du levé. Ces quantités sont :

- a. les coordonnées tridimensionnelles (X, Y, Z) des objets photographiés ;
- b. les coordonnées horizontales (x, y) des images des objets photographiés sur le plan du film ;
- c. l'ensemble des paramètres nécessaires au calcul de la position de la caméra au moment de la photo.

A l'instant de la photo, deux de ces groupes sont fixés, bien que leurs valeurs numériques ne soient pas encore déterminées : les coordonnées des objets photographiés et les paramètres d'orientation, c.-à-d. la position et les caractéristiques optiques de l'appareil photo. A partir des coordonnées spatiales de quelques points connus et des coordonnées horizontales correspondantes sur le film, les paramètres d'orientation peuvent être calculés. Finalement, lors de la phase de restitution, après que les paramètres d'orientation aient été calculés, il est possible de déterminer les coordonnées tridimensionnelles de tous les points observés en utilisant leurs coordonnées horizontales sur la photo.

La production de cartes à échelles comprises entre 1:500 et 1:50 000 est l'une des applications les plus importantes de la photogrammétrie.

3.4.1 Aérophotogrammétrie (photogrammétrie aérienne)

La plupart des cartes sont créées par photogrammétrie aérienne. Grâce à cette technique, il est possible de produire des cartes topographiques de grandes régions dans des temps relativement courts, au lieu des nombreuses années exigées pour les techniques traditionnelles.

Les photographies aériennes peuvent être produites par des méthodes différentes, selon le genre de carte à créer et selon la chambre de prise de vues utilisée. La photogrammétrie aérienne emploie généralement des caméras avec imagerie nadirale, c'est à dire que l'axe optique coïncide avec l'axe vertical. Ceci a l'avantage de fournir des clichés à échelle constante si la région est plate et permet également des observations stéréoscopiques.

Même s'ils sont agrandis convenablement, les clichés aériens ne peuvent pas être utilisés comme cartes du territoire photographié. La photographie aérienne est une perspective centrale, alors que les cartes sont produites avec une projection orthogonale de la terre sur la surface de référence. En raison de cette différence, un segment vertical qui serait représenté par un point sur une carte est représenté par un segment sur une photographie.

Une autre différence entre la photographie et la représentation cartographique est due au fait que dans le cliché, le facteur d'échelle est définissable seulement dans le cas où l'objet est parfaitement horizontal et l'axe de l'appareil photo est strictement vertical. Si dans la région observée il y a des différences de hauteur, l'échelle du cliché variera d'un point à un autre et seule une échelle moyenne pourra être définie; le choix de l'échelle moyenne déterminera l'altitude du vol.

Pour appliquer les principes fondamentaux de la photogrammétrie, chaque point de la région du levé doit être pris sur un couple de photos séparées, aussi deux clichés adjacents doivent-ils présenter un recouvrement de 50% de leur longueur. Pour éviter le risque que certains endroits n'aient pas un tel chevauchement en raison des variations de vitesse de l'avion, un recouvrement de 60-70% est normalement adopté. La succession de photos dans l'axe du vol est appelée bande continue. Généralement, il est nécessaire de prendre plusieurs bandes continues qui sont par la suite placées transversalement l'une sur l'autre avec un recouvrement de 15-30% de la largeur du cliché afin de compenser les dérives inévitables de l'avion.

3.4.1.1 La restitution photogrammétrique

Après avoir complété le levé, les couples de clichés résultants représentent une projection en perspective de l'objet pris sous deux angles différents. Les couples sont utilisés pour la restitution des objets photographiés, en utilisant un instrument complexe (stéréorestituteur) ou un stéréoscope binoculaire simple, qui permet d'observer l'image plastique en contraignant chaque œil à ne voir qu'une seule photographie du couple.

En photogrammétrie stéréoscopique, les levés ne sont pas exécutés à bord de l'avion, comme pour les méthodes traditionnelles qui permettent de mesurer directement la réalité terrain, mais par l'intermédiaire d'un modèle stéréoscopique, observable à l'aide d'un couple de photographies qui reconstruisent l'image plastique à une échelle appropriée. Dans les méthodes traditionnelles, un nombre limité de points est topographié, tandis qu'en photogrammétrie, l'objet est totalement mesuré et par la suite les coordonnées 3-D des points d'intérêt peuvent être déterminées.

3.4.1.2 Restitution analogique

En restitution analogique, le modèle de terrain est construit par des mécanismes optiques à partir desquels la carte peut être dessinée.

Pour pouvoir procéder à la restitution, il est nécessaire de connaître avec une grande précision, les paramètres d'orientation interne :

- a La distance focale étalonnée de l'objectif de la chambre ;
- b. Les coordonnées sur le cliché du point principal étalonné qui représente l'empreinte au sol du point nodal image de l'objectif perpendiculairement au plan de la photographie.

Ces coordonnées sont calculées à l'intérieur du système de référence du cliché, défini par l'intersection des repères inscrits au milieu des côtés du cliché.

La procédure de restitution analogique consiste à reproduire les circonstances instantanées de la prise de vue et à établir une correspondance géométrique entre les deux configurations. Les clichés sont placés sur deux projecteurs qui sont configurés de manière à reproduire l'orientation interne de la caméra. Les paramètres d'orientation externe doivent alors être déterminés afin d'accéder au positionnement spatial précis du couple de photos et de créer le modèle stéréoscopique (encore appelé image plastique) du terrain ou de l'objet photographié. L'orientation externe peut être :

- relative**, quand la position du deuxième cliché est définie par rapport au premier. Six paramètres sont nécessaires, à savoir les trois coordonnées relatives du deuxième point nodal rapportées à celles du premier et les rotations. Le calcul de ces paramètres produit six paires de points homologues, éliminant ainsi manuellement la parallaxe transversale de chacun d'eux. On définit une image plastique avec cette méthode, mais aucune information métrique ne peut encore être obtenue parce que l'orientation absolue et l'échelle du modèle sont toujours inconnues ;
- absolue**, quand la position spatiale du premier cliché est référencée dans un système terrestre fixe rapporté à des points connus. Six autres paramètres sont nécessaires vu que dans l'espace, tout corps possède six degrés de liberté. Généralement ces six paramètres sont les coordonnées spatiales x_v , y_v et z_v du point nodal et les trois rotations φ_x , φ_y et τ autour des trois axes du trièdre orthonormé centré sur le point principal. (Figure 2.13).

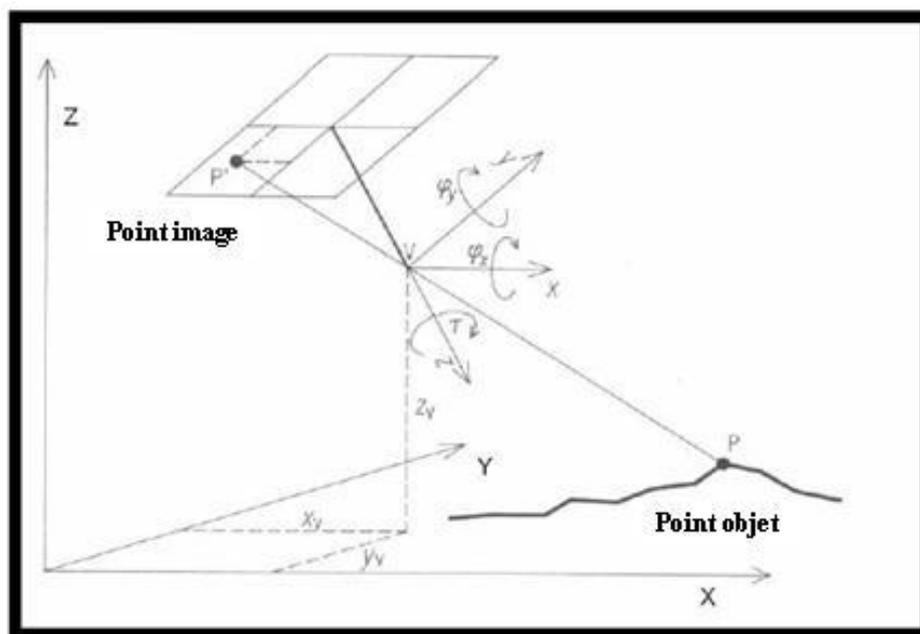


Fig. 2.13 "Les six paramètres d'un cliché de stéréorestitution analogique"

La détermination des douze paramètres d'orientation externe (six par cliché) permet d'accéder à la position spatiale des points des deux clichés au moment de la prise de vue.

Normalement le nombre minimum de points de contrôle au sol est de cinq, dont quatre (connus en x, y, z) sont répartis sur les bords du modèle et le cinquième, dont on connaît uniquement la hauteur, est utilisé pour le contrôle vertical. Ce point est choisi à proximité du centre du modèle. En procédant ainsi, on obtient un système surdéterminé. Il y aura quelques résidus d'observations, appelés résidus d'orientation, qui permettent d'apprécier la précision du levé photogrammétrique.

Les différences entre les coordonnées des points de contrôle au sol et de leurs homologues dans le modèle ne doivent pas excéder les limites fixées dans les instructions techniques.

3.4.1.3 Restitution analytique

Les techniques de restitution de la photogrammétrie numérique ont été développées avec le progrès du calcul numérique automatique ; les méthodes analytiques font usage d'ordinateurs modernes pour exécuter la compilation des modèles photogrammétriques.

3.4.1.4 La photogrammétrie numérique

La photogrammétrie traditionnelle stéréoscopique, ou stéréophotogrammétrie, peut être traitée selon les méthodes analogiques ou analytiques. Lors du traitement, la restitution analogique est réalisée par systèmes optiques tandis que les coordonnées des points observés en photogrammétrie analytique sont déterminées mathématiquement.

La photogrammétrie numérique fait appel aux calculateurs électroniques pour la phase de restitution analytique ainsi que pour la création des images qui sont enregistrées sous forme numérique.

Les photographies traditionnelles peuvent aussi être utilisées après transformation des images en signaux numériques par scannage.

L'adoption des images numériques permet d'automatiser de nombreuses opérations telles que la définition des paramètres d'orientations internes et externes qui peuvent être remplacés par les données très précises issues des appareils de mesure inertiels de l'aérotriangulation analytique.

3.4.1.5 La triangulation aérienne (aérotriangulation)

Dans la conduite des levés photogrammétriques, la détermination des coordonnées des points de contrôle au sol est généralement la phase la plus chronophage puisqu'il faut au moins 5 points par couple de photos. Pour réduire le nombre de points de contrôle, il est possible d'en déterminer certains par photogrammétrie selon la technique d'aérotriangulation.

La détermination des coordonnées des points de contrôle par aérotriangulation est réalisée par la méthode des modèles indépendants. Elle consiste à construire l'orientation relative de chaque modèle en s'appuyant sur les autres. Les modèles sont chaînés les uns aux autres par des points intermédiaires, connus sous le nom de points de liaison, qui sont communs aux deux modèles (et à deux couples consécutifs) et inclus dans leurs zones de recouvrement respectives. Au final, un seul bloc de modèles est produit, de longueurs et de largeurs égales à celles des modèles liés entre eux. Théoriquement il devrait suffire de disposer des cinq points de contrôle du premier modèle, mais dans la pratique, les points de contrôle indispensables sont répartis à la périphérie du bloc et quelques points altimétriques sont prévus à l'intérieur.

Cependant, cette technique est dépassée par l'emploi du GPS, système de positionnement par satellite qui permet la détermination directe des coordonnées des points de contrôle au sol tout en offrant la possibilité de localiser l'avion au moyen de récepteurs installés à bord.

Pendant la prise de vues, les coordonnées des points sont déterminées par GPS différentiel relié à une station fixe au sol. Ces coordonnées peuvent être utilisées comme données supplémentaires lors de la triangulation aérienne, en adoptant la méthode des modèles indépendants.

3.5 Visibilité réciproque des points géodésiques

3.5.1 La visibilité réciproque entre deux points doit TOUJOURS être vérifiée sur le terrain lors du levé de reconnaissance. Cependant, la plupart des visées envisagées peuvent être vérifiées

pendant la phase de préparation à partir d'un tracé sur la carte. Un dégagement minimum d'au moins 5 m, ou 10 m de préférence, doit être prévu pour les visées rasantes et une attention particulière doit être portée aux édifices situés en fin de portée.

3.5.2 Pour les longues distances, la courbure de la terre doit être prise en compte lors de la vérification des visibilité réciproques. Dans ce cas, la formule du paragraphe 3.5.3 doit être appliquée.

3.5.3 Dans la figure 2.14, les deux stations « A » et « B » de hauteurs « H_A » et « H_B » sont séparées par une distance « D ». La ligne de visée « AB » est tangente à une sphère concentrique à la terre à une hauteur « y » et une distance « x » de « A ». Le problème est de déterminer la hauteur de la colline « h » située à la distance « d_A » de « A » et qui obstruera la ligne de visée.

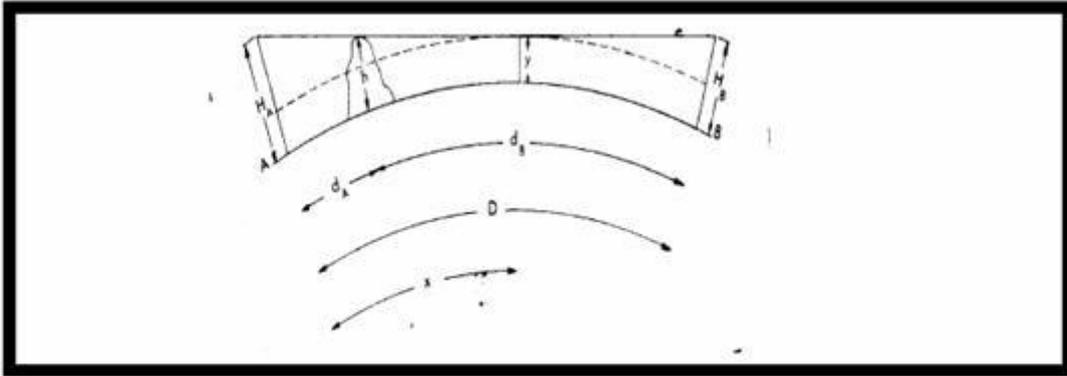


Fig. 2.14 "Visibilité réciproque de deux stations géodésiques"

La hauteur d'un objet situé à une distance « s » d'un observateur ayant l'œil au niveau de la mer et apparaissant à l'horizon est :

Ks^2 , où $K = \frac{\frac{1}{2} - k}{r}$, k est le coefficient de réfraction et r le rayon de la terre.

C'est pourquoi,

$$\begin{aligned} H_A - y &= Kx^2 \\ H_B - y &= K(D - x)^2 \\ \text{d'où} & \end{aligned} \quad (2.37)$$

$$x = \frac{D}{2} - \left(\frac{H_B - H_A}{2KD} \right) \quad \text{et} \quad y = H_A - Kx^2$$

$$h = y + K(d_A - x)^2 \quad (2.38)$$

$$\text{par conséquent, } h = \frac{d_A H_B}{D} + \frac{d_B H_A}{D} - K d_A d_B$$

Cette formule permet de résoudre tous les problèmes de visibilité réciproque à condition de faire attention à utiliser les bonnes unités.

Quand les hauteurs sont exprimées en mètres et les distances en kilomètres, $K = 0,0675$.

Démonstration :

$$h = y + K(d_A - x)^2 \quad (2.39)$$

$$\begin{aligned} &= H_A - Kx^2 + Kd_A^2 - 2Kd_Ax + Kx^2 \\ &= H_A + Kd_A^2 - 2Kd_A \frac{D}{2} + \frac{2Kd_A H_B}{2KD} - \frac{2Kd_A H_A}{2KD} \\ &= H_A + Kd_A^2 - (Kd_A d_A + Kd_A d_B) + \frac{d_A H_B - d_A H_A}{D} \\ &= \left(\frac{d_A H_A + d_B H_A}{D} \right) + \left(\frac{d_A H_B - d_A H_A}{D} \right) - Kd_A d_B \\ &= \frac{d_B H_A}{D} + \frac{d_A H_B}{D} - Kd_A d_B \end{aligned} \quad (2.40)$$

4. MÉTHODES DE CONTRÔLE VERTICAL

4.1 Nivellement géométrique (méthode par niveau à bulle)

4.1.1 Principes et spécifications

Le nivellement est une opération qui permet de mesurer les différences de hauteurs orthométriques (ou hauteurs au-dessus du géoïde) entre des points ou leurs différences d'altitude.

Le principe du nivellement géométrique est de mesurer les différences de hauteurs ou dénivelées entre deux points (A et B) situés à une courte distance, pas plus de 100 mètres (Figure 2.15). Deux mires verticales sont positionnées sur ces deux points et au point M, équidistant de A et de B, on stationne un instrument dont l'axe de visée (pour de faibles hauteurs) est horizontal, ou, plus exactement, est situé dans le plan tangent au géoïde en M_0 . Deux séries de lectures sont effectuées sur les mires l_A et l_B . L'égalité suivante peut être déduite immédiatement de la figure, avec comme préalable que le géoïde coïncide, pour la courte distance considérée, avec la sphère locale en M_0 :

$$Q_A + l_A = Q_B + l_B \quad (2.41)$$

ou encore :

$$Q_B - Q_A = l_A - l_B \quad (2.42)$$

égalité dans laquelle Q_A est la hauteur orthométrique en A et Q_B la hauteur orthométrique (ou altitude) en B.

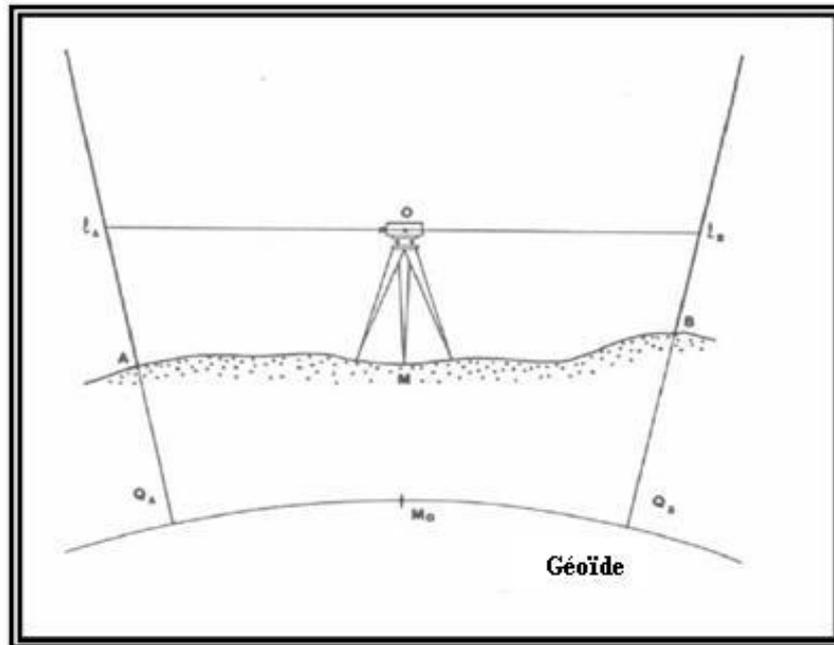


Fig. 2.15 “Nivellement géométrique”

Vu la faible longueur de la portée, l'influence de la courbure terrestre est négligeable. L'instrument qui porte l'axe de la collimation peut théoriquement être placé en n'importe quelle position intermédiaire entre A et B pour réduire l'influence de la réfraction atmosphérique.

Quand le but recherché est de calculer une dénivelée entre deux points éloignés, il est nécessaire d'entreprendre un nivellement par cheminement (ou nivellement composé). La distance entre le point du départ A et le dernier point B du cheminement est divisée en un nombre de nivelées qui ne dépassent pas 100 mètres, les mires étant installées aux extrémités de chaque portée.

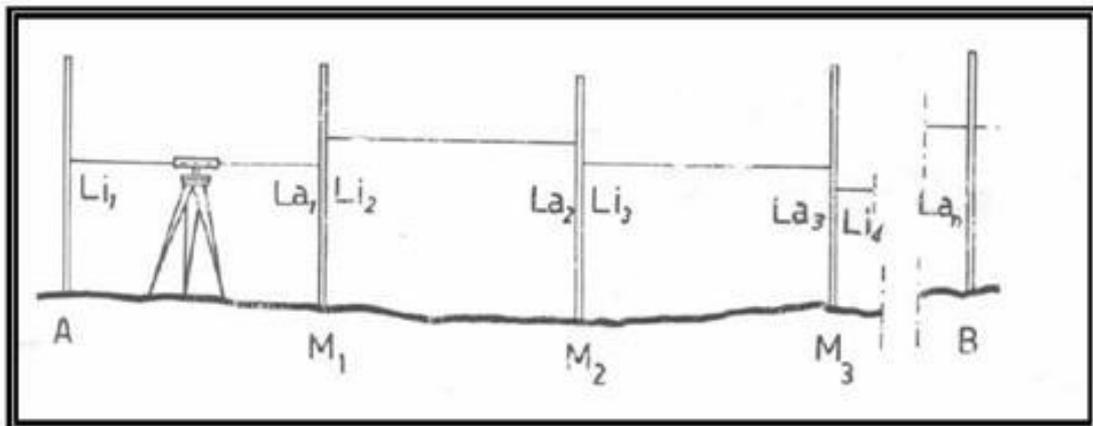


Fig. 2.16 “Nivellement par cheminement entre deux points éloignés”

Pour la 1^{ère} nivelée AM₁, la différence de hauteur entre M₁ et A est mesurée comme décrit plus haut. Pour la nivelée M₁M₂ suivante, le niveau est déplacé en un point intermédiaire situé entre M₁ et M₂, la première mire est déplacée en M₂ et la deuxième reste sur M₁ mais est tournée de 180 degrés. On mesure la dénivelée (l_{i2} - l_{a2}) et le processus est répété jusqu'au dernier point. La dénivelée totale sera :

$$Q_B - Q_A = \sum_n (l_{in} - l_{an}) \quad (2.43)$$

4.1.2 Contrôle de la qualité des mesures

Un contrôle efficace des mesures consiste à faire un cheminement aller puis à revenir par un itinéraire différent de longueur comparable. Les écarts entre les dénivelées observées à l'aller et au retour doivent être dans les tolérances fixées. La valeur à utiliser est la moyenne des deux cheminements.

A chaque station du cheminement, il convient de procéder à un nouveau bullage de l'instrument de nivellement, et ce avant chaque lecture des mires.

Certains instruments de nivellement sont équipés d'un niveau à bulle alors que les instruments modernes sont équipés d'un niveau automatique (auto-alignement).

4.1.3 Les sources d'erreurs

En mettant de côté la non-horizontalité possible de la ligne de visée, les erreurs accidentelles pour chaque observation peuvent être décomposées en deux termes :

- a. erreur de collimation (défaut de calage du zéro instrumental entraînant une erreur de lecture de mire), qui est proportionnelle à la racine carrée de la distance de collimation;
- b. erreur de lecture due à un défaut d'alignement de la nivelle (ou d'auto-alignement du compensateur dans les niveaux automatiques) : proportionnelle à la même distance.

L'erreur moyenne doit être appréciée sur l'ensemble du nivellement, en admettant que l'erreur moyenne de chaque observation individuelle est constante et égale à σ . Etant donné que la dénivelée totale est égale à la somme des dénivelées partielles, l'erreur moyenne du nivellement total σ_t sera :

$$\sigma_t^2 = \sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 + \dots + \sigma_n^2 = n\sigma^2 \quad (2.44)$$

soit :

$$\sigma_t = \sigma\sqrt{n} \quad (2.45)$$

4.1.4 Calculs et compensations

Comme pour les autres surdéterminations, le nivellement géométrique peut être compensé empiriquement ou par méthodes rigoureuses en appliquant la méthode des moindres carrés.

Une compensation élémentaire pour un nivellement par cheminement consiste à prendre la moyenne des mesures aller et retour.

Un ajustement empirique est appliqué pour un nivellement de précision limitée exécuté sans cheminement aller-retour mais qui ferme sur le repère de départ (polygone fermé) ou dont les deux extrémités sont des repères de nivellement de hauteurs connues dans le système de référence verticale. Dans ce cas, l'erreur de fermeture sera répartie empiriquement entre les différentes portées.

En supposant que l'erreur de fermeture soit proportionnelle à la longueur du nivellement par cheminement, il suffit de diviser l'erreur de fermeture par la distance totale pour obtenir une erreur par kilomètre parcouru. Chaque point intermédiaire sera alors corrigé de cette erreur multipliée par la distance parcourue à ce point.

La compensation est plus compliquée quand les traverses de nivellement forment un réseau. Dans ce cas il est nécessaire d'utiliser une compensation rigoureuse du réseau, de préférence par la méthode des observations indirectes (nivellement trigonométrique ou géodésique). Les inconnues obtenues par

cette méthode sont les corrections à appliquer aux valeurs approximatives des hauteurs des points du réseau afin de parvenir aux valeurs les plus probables de l'ensemble.

Le système d'équations devrait être tel que les différences entre les dénivelées mesurées et celles du réseau approximatif calculé tendent vers zéro.

En raison des erreurs accidentelles de mesures, cette condition n'est pas normalement satisfaite. Les équations du réseau approximatif sont entachées par des résidus qui entrent dans le calcul de la compensation. Les équations de cette forme sont appelées équations d'observations.

En raison des différences de distances aux points de calage du système de référence vertical, il est nécessaire de pondérer les dénivelées mesurées. Les poids sont fonction de l'inverse de la somme des distances.

Pour rendre homogènes des équations d'observations de précisions différentes, il est nécessaire de les multiplier par la racine carrée de leur poids. Nous avons maintenant un système d'équations homogènes en nombre égal à celui des observations. Pour accéder aux valeurs les plus probables des inconnues (dans le cas présent, les corrections aux valeurs initiales des hauteurs), on réduit les équations d'observations à un système d'équations normales par la méthode des moindres carrés.

Les solutions des équations normales sont les valeurs uniques et mathématiquement les plus probables à utiliser pour corriger les hauteurs provisoires.

L'erreur moyenne par unité de poids est égale à :

$$m_0 = \pm \sqrt{\sum_i p_i v_i^2 / (n - i)} \quad (2.46)$$

où :

- p_i : est le poids de la mesure, inversement proportionnel aux distances ;
- v_i : résidus d'erreurs accidentelles de mesure des dénivelées ;
- n : nombre d'équations d'observations ;
- i : nombre d'inconnues.

Pour apprécier la précision d'un nivellement, il suffit de l'exprimer sous la forme d'un taux d'erreur par km pour un poids unitaire. Si la dénivelée et les résidus de compensation sont exprimés en millimètres, m_0 représentera l'erreur moyenne en mm par km. C'est sous cette forme que la tolérance est exprimée en nivellement géométrique (en gardant à l'esprit que la tolérance, ou erreur maximum, est égale à 2,7 fois l'erreur moyenne quadratique).

4.2 Nivellement trigonométrique (ou géodésique)

4.2.1 Principes et spécifications

Le nivellement trigonométrique est basé sur l'utilisation d'un théodolite pour la mesure des angles verticaux. Il est employé pour toutes les distances, à partir de quelques mètres jusqu'à plus de 10 km. Il est souvent utilisé pour la détermination des hauteurs en triangulation. Il est aussi appliqué dans d'autres cas, par exemple quand on connaît déjà la distance entre deux points pour lesquels une mesure de dénivelée est recherchée.

Dans chaque cas et pour des distances de moins de 400 mètres, l'utilisation d'une surface plane de référence implique des erreurs négligeables et il en résulte des calculs simplifiés avec des erreurs moyennes de l'ordre de 5 centimètres.

La mesure des angles verticaux est dite alors « éclimétrie » (d'après le cercle vertical ou éclimètre). La différence d'altitude entre deux points A et B (Δ_{AB}) est donnée par la formule :

$$\Delta_{AB} = d \cdot \cot \varphi_A + h - l \quad (2.47)$$

où :

- d : est la distance horizontale entre A et B (sur la surface plane de référence);
- φ_A : est l'angle zénithal de B mesuré par le théodolite stationné en A;
- h : est la hauteur du théodolite au-dessus du sol;
- l : est la hauteur du signal B au-dessus du sol.

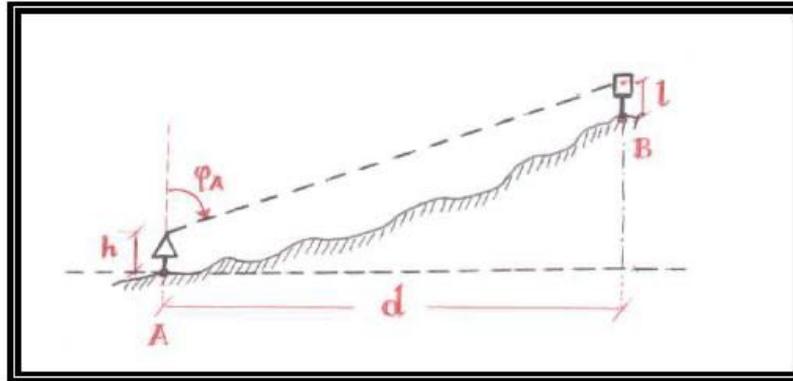


Fig. 2.17 Nivellement Trigonométrique

L'approximation d'une surface de référence plane n'est pas acceptable pour les distances de plus de 400 mètres. Trois corrections fondamentales doivent alors être appliquées, ce qui éloigne sensiblement des hypothèses simplifiées retenues lors des observations d'altitude avec un éclimètre :

- a. sphéricité ;
- b. réfraction ;
- c. hauteur.

Tenant compte de ces facteurs, la procédure à suivre pour calculer la dénivelée est appelée nivellement trigonométrique. Étant donné que la distance entre deux points dont la différence de hauteur est à déterminer n'est jamais plus grande que 20 km, et généralement moindre, les calculs peuvent toujours être exécutés sur la sphère locale.

4.2.2 Correction de sphéricité

Cette correction prend en considération la courbure de la sphère locale par rapport au plan utilisé en nivellement « éclimétrie », avec la supposition d'un écart angulaire négligeable entre les normales (au plan et à la sphère à l'emplacement de la mire) le long desquelles la différence de hauteur sera mesurée.

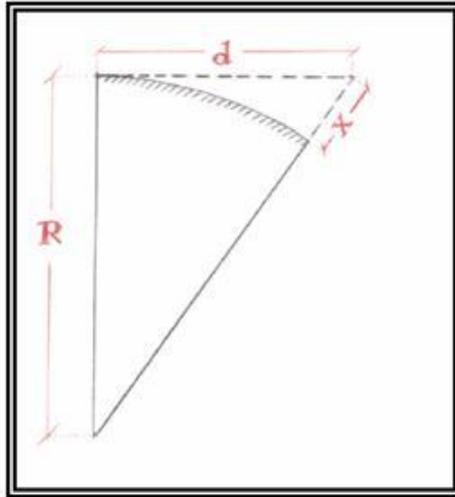


Fig. 2.18 Correction de sphéricité

où :

- X : est la correction de sphéricité;
- d : est la distance plane entre les deux points;
- R : est le rayon de la sphère locale adoptée.

En appliquant le théorème de Pythagore au triangle de la figure 2.18 :

$$d^2 + R^2 = (R + X)^2 \quad (2.48)$$

en développant et divisant les deux membres par $2R$ et en considérant comme négligeable le rapport $X^2/2R$, la correction de sphéricité devient :

$$X = d^2/2R \quad (2.49)$$

4.2.3 Correction de réfraction

Cette correction doit être introduite pour prendre en considération la courbure des rayons lumineux quand ils traversent des couches de l'atmosphère de densité différente. Cet effet a toujours tendance à courber les rayons vers le bas et par conséquent à accentuer l'erreur de sphéricité.

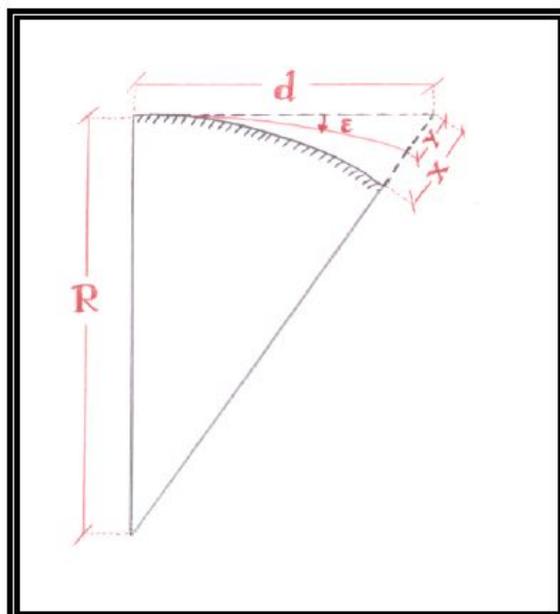


Fig. 2.19 Correction de Réfraction

où :

- X : est la correction de sphéricité;
- Y : est la correction de réfraction;
- R : est le rayon de la sphère locale adoptée;
- ε : est l'angle dépendant du coefficient de réfraction K ($\approx 0,14$) [$\varepsilon = K d / 2R$]

Assumant que Y et ε sont petits, il est possible d'écrire :

$$Y = d \varepsilon \quad (2.50)$$

et en remplaçant l'expression de ε par sa valeur, il vient :

$$Y = K d^2 / 2R \quad (2.51)$$

En définitive, la combinaison des corrections de sphéricité X et de réfraction Y peut être écrite ainsi :

$$(X - Y) = (1 - K) d^2 / 2R \quad (2.52)$$

4.2.4 Correction de hauteur

La correction de hauteur provient du fait que la distance mesurée n'est pas égale à la distance horizontale utilisée dans l'expression (2.47) du § 4.2.1 ci-dessus.

Le rapport entre « d_{obl} », distance oblique (mesurée), et « d_{hor} », distance horizontale est défini par:

$$d_{hor} = d_{obl} \cdot (1 + Q_m / R) \quad (2.53)$$

où Q_m représente la moyenne arithmétique des hauteurs des deux points.

En résumé, la formule à adopter pour le nivellement trigonométrique en l'une quelconque des deux extrémités du segment, en considérant les trois corrections décrites, est :

$$\Delta_{AB} = d_{obl} \cdot (1 + Q_m / R) \cdot \cot \varphi_A + (1 - K) \cdot d^2 / 2R + h - l \quad (2.54)$$

La faiblesse de cette approche est la détermination du coefficient de réfraction \mathbf{K} , en particulier pour les distances de plus de 10 km.

Pour s'en affranchir, la technique de nivellement trigonométrique réciproque simultanée peut être employée, où deux équipes mesurent simultanément les deux angles zénithaux et les deux distances obliques des points sélectionnés. Deux équations avec deux inconnues sont produites : Δ_{AB} et \mathbf{K} . Dans ce cas il n'est plus nécessaire d'opérer avec une valeur prédite de \mathbf{K} .

4.2.5 Sources d'erreurs

Vu qu'il est possible de considérer les erreurs de mesures de « \mathbf{h} » et de « \mathbf{l} » comme négligeables, ainsi que l'erreur de hauteur moyenne sur la distance (toujours inférieure aux erreurs de nivellement trigonométrique sur de grandes distances), la formule simplifiée suivante peut être utilisée pour une analyse de la précision :

$$\Delta_{AB} = d_{or} \cdot \cot \varphi_A + (1 - \mathbf{K}) \cdot d^2 / 2R \quad (2.55)$$

D'après la théorie des erreurs, l'erreur moyenne \mathbf{m}_H (dans ce cas-ci une fonction non linéaire) de la différence Δ_{AB} de dénivelée sera :

$$\mathbf{m}_H = \pm \sqrt{\left[\left(\frac{\partial \Delta_{AB}}{\partial d} \right)^2 \cdot \mathbf{m}_d^2 + \left(\frac{\partial \Delta_{AB}}{\partial \varphi_A} \right)^2 \cdot \mathbf{m}_{\varphi_A}^2 + \left(\frac{\partial \Delta_{AB}}{\partial \mathbf{K}} \right)^2 \cdot \mathbf{m}_K^2 \right]} \quad (2.56)$$

où \mathbf{m}_d , \mathbf{m}_{φ_A} et \mathbf{m}_K sont respectivement les erreurs moyennes de distance, d'angle zénithal et de coefficient de réfraction. En différenciant partiellement par rapport à \mathbf{d} , φ_A et \mathbf{K} , on obtient :

$$\begin{aligned} \frac{\partial \Delta_{AB}}{\partial d} &= \cot \varphi_A + (1 - \mathbf{K}) \cdot \frac{d}{R} \quad (\text{second terme négligeable}) \\ \frac{\partial \Delta_{AB}}{\partial \varphi_A} &= - \frac{d}{\sin^2 \varphi_A} \\ \frac{\partial \Delta_{AB}}{\partial \mathbf{K}} &= - \frac{d^2}{2 \cdot R} \end{aligned} \quad (2.57)$$

En analysant les trois termes entrant dans la racine carrée du (2.56), on peut dire que :

- pour le premier terme, en prenant pour erreur moyenne de distance \mathbf{m}_d de 1/50 000 (soit 2 centimètres par km), l'erreur de dénivelée dépendra de α , l'angle d'inclinaison, ($\alpha = 90^\circ - \varphi_A$). Pour $\alpha = 0^\circ$, l'erreur s'élimine. Cependant elle reste toujours faible (c.-à-d. que pour $\alpha = 10^\circ$ et $\mathbf{d} = 5\text{ km}$, l'erreur sera $\approx 1,6$ centimètres).
- pour le second terme, en prenant pour erreur moyenne d'angle zénithal $\mathbf{m}_{\varphi_A} = \pm 5''$, l'erreur dépendra de φ_A , l'angle zénithal, et de la distance \mathbf{d} , (c.-à-d. que pour $\alpha = 10^\circ$ et $\mathbf{d} = 5\text{ km}$, l'erreur résultante sera $\approx 13,8$ centimètres).
- pour le troisième terme, en prenant pour erreur moyenne du coefficient de réfraction la valeur $\mathbf{m}_K = \pm 0,015$, l'erreur dépendra du carré de la distance (c.-à-d. que pour $\mathbf{d} = 5\text{ km}$, l'erreur résultante sera $\approx 2,9$ centimètres).

D'une telle analyse, il ressort que la plus grande source d'erreur vient des mesures d'angles zénithaux. Pour les minimiser, il convient toujours d'effectuer les mesures angulaires sur les deux graduations

opposées du limbe afin de compenser les erreurs instrumentales. De même, il est préférable de faire les mesures quand le coefficient **K** de réfraction est le plus stable, c'est à dire aux environs de midi, même si à ce moment-là, les images paraissent moins stables en raison de la chaleur. Une autre solution consiste enfin à prendre une moyenne de plusieurs mesures.

Néanmoins, pour des distances de quelques kilomètres, les erreurs moyennes de dénivelées peuvent être considérées comme proportionnelles aux distances elles-mêmes.

4.2.6 Calculs et compensations

Dans la théorie des erreurs, les poids des mesures à introduire dans les calculs de compensation sont inversement proportionnels aux carrés des erreurs moyennes quadratiques. Dans le cas présent où les erreurs sont proportionnelles aux distances, les poids à attribuer aux différentes dénivelées sont inversement proportionnels aux carrés des distances. Ils ne sont à prendre en compte que pour les nivellements trigonométriques à moyennes et longues distances et sont normalement appliqués aux extensions de réseaux trigonométriques. Le nivellement trigonométrique sur distances courtes est relatif aux levés de détail ; il s'appuie sur la tachéométrie (ou nivellement tachymétrique).

Les procédures de compensation sont entièrement comparables à celles du nivellement géométrique, avec pour seule différence les poids. Il est à noter que pour des nivellements trigonométriques sur des distances kilométriques notablement inférieures à celles du nivellement géométrique, il est acceptable d'effectuer les compensations de manière empirique.

4.3 Altimétrie par GPS (méthode de contrôle vertical par GNSS)

Partant d'un positionnement différentiel, le GPS fournit les éléments de base des points du levé à partir desquels les coordonnées géocentriques X , Y , Z peuvent être exprimées dans le système de référence WGS84. Les coordonnées elliptiques ϕ , λ et h sont obtenues au moyen des formules de transformation.

Cependant, en cartographie, les hauteurs orthométriques **H** sont déterminées par rapport au géoïde et non par rapport à l'ellipsoïde. Il est important par conséquent de connaître l'ondulation du géoïde ou sa variation en tout point c'est-à-dire sa hauteur orthométrique **H** et sa hauteur ellipsoïdique **h**. Ce n'est que dans les régions faiblement étendues (<10 km) et à des fins cartographiques que le géoïde peut être assimilé à un plan horizontal.

Pour les plus grandes régions il est nécessaire d'utiliser des modèles de géoïdes globaux. Différents modèles globaux (par ex. OSU91A, EGM96) sont disponibles dans les logiciels de traitement de données GPS et dans les récepteurs. Cependant ceux-ci ne reflètent que partiellement les effets de la distribution des masses locales. Chaque détermination nationale du géoïde est réalisée au moyen de mesures gravimétriques. Les interpolations de ces modèles permettent d'accéder à la valeur **N** de l'ondulation, nécessaire pour la détermination des hauteurs orthométriques.

Ces géoïdes locaux sont gravimétriques et sont indépendants des valeurs d'ondulation obtenues par combinaison de mesures de nivellements GPS et géométriques. Ils sont estimés dans une référence géocentrique qui ne coïncide pas avec le WGS84 et qui introduit de légères différences dans l'expression de l'origine de l'axe géocentrique et dans l'orientation des axes du système de référence.

Par conséquent, il est nécessaire d'établir des formules de transformation permettant de passer d'un système de référence à l'autre.

Pour calculer cette transformation, il faut commencer par les hauteurs orthométriques **H** de quelques positions GPS obtenues par nivellement géométrique et par l'ondulation expérimentale N_{WGS84} évaluée à partir de la hauteur ellipsoïdale **h** dérivée de la compensation du réseau GPS.

Le changement de géoïde se traduit par un changement d'ondulation, soit :

$$\delta N = N_{WGS84} - N_{\text{géoïde local}} \quad (2.58)$$

avec $N_{WGS84} = h - H$.

La transformation du système de référence au sens le plus strict est une rotation spatiale et une translation associée à une variation d'échelle, mais dans les petites régions la partie altimétrique peut être traitée séparément. Les paramètres de l'équation sont rapportés à un plan caractérisé par les différences δN d'au moins trois points de hauteurs connues dans les deux systèmes de référence. On pose l'équation d'un plan suivante :

$$a_1 X_i + a_2 Y_i + a_3 = \delta N_i \quad (2.59)$$

où X_i et Y_i sont les coordonnées cartographiques des points dont les hauteurs sont connues dans les deux systèmes et a_1 , a_2 et a_3 les paramètres directeurs du plan recherché. Ce plan est le lieu des différences δN entre les systèmes de référence N_{WGS84} et $N_{\text{géoïde local}}$. Les trois paramètres inconnus peuvent être estimés par la méthode des moindres carrés pourvu que le nombre de points ayant des hauteurs connues dans les deux systèmes soit au moins égal à trois.

5. INSTRUMENTS UTILISÉS POUR LES CONTRÔLES DE PRÉCISION HORIZONTALE ET VERTICALE

5.1 Récepteur GNSS (GPS)

Les récepteurs GPS peuvent être classés en fonction des mesures qu'ils sont capables de réaliser et de la précision de leur positionnement final, telle que décrite au paragraphe 6.2. On distingue :

- a. les récepteurs de code : ces appareils ne sont capables de capter que la composante C/A (*coarse acquisition*) du signal. Ils sont souvent qualifiés de « portatifs » en raison de leur dimension très faible. Quelques-uns d'entre eux peuvent recevoir une correction différentielle (en accord avec le protocole standard RTCM - 104) pour améliorer la précision du positionnement. Ils sont employés exclusivement pour la navigation ;
- b. les récepteurs à fréquence unique : en plus du code C/A, ils peuvent capter aussi la porteuse de phase L1. Ils calculent la position par la mesure du code ou de la phase sur L1 en mode absolu, relatif ou différentiel ;
- c. les récepteurs bi-fréquences : ce sont les récepteurs les plus performants disponibles sur le marché et ils peuvent capter la totalité du signal (L1, L2, C/A, P). Ils calculent la position par la mesure du code ou de la phase sur L1 et L2 (en absolu, relatif ou différentiel). Ils peuvent donc être employés pour toutes les variétés de positionnement statique et cinématique. Ils sont particulièrement utiles pour la technique d'initialisation dynamique dans le mode en vol (ou « *on the fly* ») avec l'algorithme OTF ;
- d. les récepteurs bi-fréquences compatible avec le code Y: identiques à la catégorie précédente, mais capables de capter le code P confidentiel en utilisant un système anti-brouillage « *Anti-Spoofing* » (A/S).

5.2 Appareils électroniques de mesure de distance

Les mesures de distances par procédés électromagnétiques ont connu des développements remarquables depuis les années 1960 et les fabricants d'instruments topographiques incluent de plus en plus souvent de tels appareils dans leurs théodolites. Ces systèmes appelés équipements

électroniques de mesure de distance (DME ou EDM en anglais)²⁴ opèrent selon deux modes :

- a. par mesure de phase ;
- b. ou par mesure d'impulsions.

5.2.1 Mesure électronique de la distance par phase

Ces instruments sont basés sur la théorie de la propagation des ondes électromagnétiques. Ils se propagent de manière sinusoïdale, avec une vitesse égale à la vitesse de la lumière dans l'air « c_{air} », qui est légèrement inférieure à celle dans le vide. La vitesse dans l'air est égale à la vitesse dans le vide (c_0) divisée par l'indice de réfraction (γ_{air}) de l'air qui dépend de la température, de la pression et de l'humidité : [$c_{\text{air}}=c_0/\gamma_{\text{air}}(t, p, h)$].

Ce type d'appareil électronique de mesure de distance est composé de trois parties distinctes : l'émetteur, le réflecteur et le récepteur. L'émetteur et le récepteur (c.-à-d. le transmetteur) sont contenus dans l'appareil positionné sur la station tandis que le réflecteur est séparé et positionné sur une station secondaire qu'il convient de rattacher topographiquement à la première.

L'émetteur produit un signal à une fréquence préétablie; le réflecteur amplifie et réfléchit le signal qui est reçu par un discriminateur de phase capable de déterminer la différence de phase entre les signaux émis et reçus avec un ordre de précision d'un centième de radian.

Puisque le signal a parcouru un aller et retour entre les deux points, cette double distance devrait pouvoir être calculée facilement s'il était possible de déterminer le nombre de cycles entiers effectués entre l'émission et la réception du signal. Le fait d'être incapable de déterminer le nombre entier de cycles se nomme « ambiguïté ». Les systèmes de mesure électromagnétiques de distance par phases utilisent donc trois techniques différentes pour résoudre ce problème :

- a. la multiplication de fréquence par dix ;
- b. la méthode des trois fréquences;
- c. la modulation de fréquence du signal.

5.2.1.1 La multiplication de fréquence par dix

Avec cette technique deux signaux ou plus sont émis séquentiellement avec des fréquences variant selon des multiples de 10 (d'où le nom), ce qui permet de mesurer la distance par différence de phase.

Le premier signal est émis avec une longueur d'onde égale à plus du double de la gamme de l'instrument. Avec cette méthode, la distance peut être déterminée sans ambiguïté par la relation :

$$d = \left(\frac{\lambda}{2} \right) \cdot \left(\frac{\Delta \varphi}{2\pi} \right) \quad (2.60)$$

où d représente la moitié de la distance aller-retour parcourue.

Cependant, avec cette méthode, la distance est déterminée avec une précision moindre. Si la gamme de mesure de distance de la cible par le DME était de 1 km, le signal aurait une longueur d'onde d'au moins 2 km et la distance serait mesurée avec une précision égale à 1,59 m, en appliquant la relation (2.60) avec une précision du discriminateur de phase de 1/100 de radian. Une telle erreur serait évidemment inacceptable pour une mesure sur une distance de 1 km. Pour éliminer ce problème, après émission du premier signal et calcul d'une première distance grossière, un deuxième signal est émis avec une longueur d'onde égale à 1/100 du signal précédent. La mesure de distance avec ce deuxième

²⁴ (OHI S-32 – cinquième édition 1994, art. 1406 (DME) et 1579 (EDM))

signal nécessite un levé d'ambiguïté mais celui-ci a déjà été réalisé puisqu'une valeur grossière de la distance a été calculée au moyen du signal précédent. En procédant ainsi, la précision de la distance est améliorée 100 fois. Dans le cas précité, elle atteint une valeur de 1,6 centimètres qui peut être considérée comme acceptable. Il est possible d'émettre un nouveau signal de longueur d'onde égale au centième de la précédente, améliorant encore la précision à quelques millimètres.

5.2.1.2 La méthode des trois fréquences

Cette méthode est une variation de la précédente. Pour obtenir une première approximation de la distance, on utilise deux fréquences presque égales dont les longueurs d'onde sont de l'ordre de la gamme de portée de l'instrument. Une troisième fréquence de longueur d'onde beaucoup plus petite permet de déterminer la distance avec précision.

5.2.1.3 La variation de fréquence

Avec cette technique, le signal est d'abord émis à une certaine fréquence. Celle-ci est alors augmentée (ou diminuée) jusqu'à ce que la différence de phase entre le signal émis et le signal reçu soit nulle. On écrit alors une première équation dans laquelle la distance d et le nombre de cycles x sont les inconnues. On continue à augmenter la fréquence jusqu'à obtenir une nouvelle différence de phase nulle, qui correspond à une augmentation n du nombre de cycles et à une nouvelle équation dont les inconnues sont d et $(x + n)$. La résolution de ce système de deux équations à deux inconnues permet de lever l'ambiguïté de phase.

Dans les deux premières techniques (multiplication de la fréquence par dix et méthode des trois fréquences), la détermination de la différence de phase est nécessaire. Ceci peut être réalisé au moyen d'un discriminateur de phase constitué d'un transformateur analogue numérique qui convertit les ondes sinusoïdales en signaux carrés et utilise un compteur du temps déclenché à chaque changement de signe des signaux en question. Ce temps est alors transformé en distance. Pour augmenter la précision de cette dernière, le calcul est répété des milliers de fois mais l'opération ne prend que quelques secondes.

Récemment, quelques DME à mesure de phase ont été produits sans discriminateur. Ils utilisent une corrélation mathématique entre les signaux émis et reçus pour déterminer la différence de phase, permettant ainsi d'obtenir de plus grandes précisions dans les mesures de distance. D'après la fréquence utilisée, les DME à mesure de phase peuvent être classés comme suit :

- a. MDM (appareils de mesures de distances à très courtes longueurs d'ondes);
- b. EODM (appareils électro-optiques de mesures de distances) ou géodimètres.

Le premier groupe qui travaille dans des fréquences de l'ordre de 30 MHz (longueurs d'ondes centimétriques) est utilisé pour mesurer les longues distances. Dans ces instruments, le réflecteur est actif, c'est à dire capable d'amplifier le signal reçu et de le réémettre avec une plus grande puissance.

Le changement de fréquence du signal émis nécessite de tenir compte de la propagation des ondes électromagnétiques dans l'atmosphère. En fait, seules quelques gammes de fréquence sont capables de traverser l'atmosphère sans pertes significatives d'énergie. Les rayons infrarouges (longueurs d'onde micrométriques) qui ne demandent qu'une consommation limitée d'énergie ne sont pas trop influencés par la lumière solaire et sont utilisés pour la détermination de distances de 2-3 kilomètres. Les ondes centimétriques ou ondes Hertziennes ont des longueurs d'onde de l'ordre de quelques centimètres ; elles sont notamment utilisées pour les mesures de distances à haute altitude, même en présence de brouillard ou de précipitations. Leur consommation d'énergie est importante. Si le signal est émis dans la gamme visible, c.-à-d. pour des longueurs d'onde comprises entre 0,3 et 1 micromètre, les ondes sont générées par des systèmes optiques spécifiques et réfléchies par des miroirs simples ou des prismes. Pour des raisons pratiques, il y a donc un besoin d'appareils à ondes courtes émettant dans

des gammes comprises entre quelques centimètres pour les MDM et quelques dixièmes de micromètre pour les géodimètres. Ce besoin, cependant, ne satisfait pas à la nécessité d'émettre aussi des ondes métriques pour déterminer les valeurs précises de distances, ou des ondes kilométriques pour lever les ambiguïtés au moyen de distances grossières.

Ce besoin supplémentaire est satisfait par la modulation de fréquence pour les MDM ou la modulation d'amplitude pour les géodimètres.

Dans les géodimètres, la longueur d'onde de la porteuse est constante et de l'ordre de quelques micromètres, ce qui satisfait au premier besoin, tandis que la modulation de fréquence permet d'obtenir des longueurs d'ondes comprises entre quelques mètres et quelques kilomètres, satisfaisant alors au second besoin.

5.2.2 Mesure électronique de la distance par ondes pulsées

Le principe opératoire des DME introduits récemment dans les levés topographiques est basé sur la mesure du temps mis par une impulsion pour parcourir un aller-retour entre le transmetteur et le réflecteur.

Le même principe est utilisé, par exemple, par les systèmes SLR d'altimétrie spatiale (*Satellite Laser Ranging*) pour lesquels une impulsion laser est émise par une station au sol et reçue par un satellite artificiel. L'évolution des systèmes électroniques a permis l'emploi de ces méthodes dans les DME topographiques qui obtiennent des performances supérieures à celles des DME à mesure de phase.

Une diode laser est excitée pendant un court intervalle de temps. La mesure exacte du temps « t » entre l'émission de l'impulsion et la réception suivante sera suffisante pour déterminer la distance :

$$d = \frac{v \cdot t}{2} \quad (2.61)$$

Cependant la mesure du temps est faite avec une certaine imprécision. Un intervalle de temps de 10^{-8} secondes (valeur commune pour une horloge à quartz) est suffisant pour permettre à l'impulsion lumineuse de parcourir 3 mètres, ce qui n'est pas acceptable pour un DME. Il est donc nécessaire d'affiner la mesure du temps en s'intéressant à la fraction de période d'oscillation de l'horloge couverte entre le départ de l'impulsion et sa réception :

$$t = n \cdot T + t_A - t_B \quad (2.62)$$

où « T » est la période de l'horloge, « n » est le nombre de périodes et par conséquent « nT » est la mesure du temps par l'horloge; « t_A » est le temps entre la transmission du signal et le début de l'oscillation de l'horloge et « t_B » est le temps écoulé entre la réception du signal et la fin de l'oscillation de l'horloge. Pour déterminer ces deux fractions de temps, le voltage au moyen duquel la diode laser est excitée est augmenté linéairement ; en déterminant le voltage V_T utilisé pour une oscillation complète de l'horloge, les deux facteurs « t_A » et « t_B » peuvent être calculés par une simple proportion :

$$t_A : V_A = t_B : V_B = T : V_T \quad (2.63)$$

où V_A et V_B sont les voltages fournis respectivement aux bornes de la diode aux temps ' t_A ' et ' t_B '.

En théorie une impulsion unique devrait être suffisante pour déterminer la distance ; en pratique des milliers d'impulsions sont émises pour augmenter la précision. Quelques systèmes DME émettent jusqu'à 2000 impulsions par seconde. En 0,8 sec (1600 impulsions), on parvient à une erreur standard de 5 mm + 1mm/km et en 3 sec (6000 impulsions), à une erreur standard de 3 mm + 1 mm/km.

Les nombreux avantages de cette méthode par rapport à celle de la mesure de phase sont évidents :

- a. elle demande moins de temps pour effectuer les mesures ; après quelques impulsions (quelques millisecondes) une précision centimétrique est obtenue sur la mesure de la distance, pendant que le DME à mesure de phase exige généralement quelques secondes. La capacité d'effectuer des mesures rapides est utile pour la détermination des distances d'un point en mouvement (et par conséquent utile pour les levés bathymétriques).
- b. Le signal peut aussi être réémis avec une puissance réduite parce qu'un petit voltage est suffisant pour stopper l'horloge et procéder au calcul du temps. Cela permet de réaliser des augmentations de portées notables pour une intensité équivalente du signal transmis. Quant au courant d'alimentation, la transmission d'impulsions est plus économique qu'une porteuse continue (prolongation de la durée de vie des batteries).
- c. Il est possible de trouver des DME qui n'ont pas besoin de réflecteurs pour produire un signal retour. Ces appareils ont des gammes de portées fortement influencées par la qualité et la couleur de la surface réfléchissante. Ils n'opèrent pas sur les gammes de distance supérieures à 200 - 300 mètres et permettent d'obtenir des précisions de 5 - 10 mm. Ils sont très utiles pour les mesures de distances sur des points inaccessibles.
- d. La qualité de la mesure n'est pas trop pénalisée par les facteurs d'environnement (température, pression ou humidité) comme pour les DME à mesure de phase.

Mis à part ces avantages, le coût plus élevé des DME par ondes pulsées doit être pris en considération. Ce coût n'est probablement justifiable que dans les cas où il est nécessaire d'effectuer fréquemment des mesures de distances de plus de 1 km.

5.2.3 Précision et portée des DME

Généralement, les EODM, ou géodimètres, utilisent des ondes infrarouges, rarement des ondes du spectre visible (longueurs d'onde de l'ordre de 1 à 5 micromètres) ou des ondes laser. Pour ces équipements, le réflecteur est passif et composé d'un ou de plusieurs prismes tétraédriques qui réfléchissent le signal parallèlement au rayon incident. L'augmentation du nombre de prismes du réflecteur accroît la gamme de distances du géodimètre qui peut atteindre 4 ou 5 kilomètres.

La précision des DME dépend de nombreux facteurs; ils ont atteint maintenant des niveaux comparables à ceux obtenus par fil Invar.

Un élément important des DME est l'oscillateur, dont dépend la stabilité de la précision de l'instrument. En fait, la fréquence de l'oscillateur est fonction de la température. La loi de variation de la fréquence en fonction de la température doit être mémorisée dans les DME afin de pouvoir appliquer les corrections qui peuvent atteindre 3-5 ppm pour une variation de température de 20°.

Il est nécessaire de prendre en compte la réfraction atmosphérique qui a une influence directe sur la longueur d'onde des signaux émis. La réfraction dépend de la température et de la pression atmosphérique qui doivent être entrées dans le système afin de lui permettre de calculer d'après une formule empirique les corrections à appliquer en ppm à la distance mesurée. Dans d'autres cas, les corrections de distances sont directement déterminées à partir de tables fournies par les fabricants et qui comportent des entrées pour la température et la pression. Il est utile de se rappeler qu'en première approximation, une correction de 1 ppm peut résulter d'une variation de 1°C de température, de 3,5 hectopascals de pression atmosphérique, ou de 25 hectopascals de pression partielle de vapeur d'eau contenue dans l'air.

Le vieillissement de l'équipement se traduit par une variation de la fréquence nominale de l'oscillateur qui peut atteindre des valeurs de quelques ppm après 2-3 années de vie. Il est nécessaire, par conséquent, de vérifier périodiquement l'étalonnage de l'appareil.

Finalement, pour déterminer la distance, il est nécessaire de prendre en compte la correction propre à l'instrument appelée constante de prisme, et qui est due au fait que le centre de la surface réfléchissante du prisme ne coïncide généralement pas avec le centre du réflecteur. Cette constante est spécifique à chaque réflecteur et doit être mémorisée dans les DME pour chaque combinaison de prismes utilisée.

Parmi les facteurs influençant la portée des DME, et en plus du fait que leurs effets sont caractéristiques de ces types d'appareils, il faut mentionner les conditions atmosphériques et le nombre de prismes utilisés. Comme on l'a vu précédemment, pour une même alimentation électrique, les DME à ondes pulsées ont des portées plus grandes que les DME à mesure de phase et peuvent atteindre, dans des conditions atmosphériques optimales, des distances allant jusqu'à 15 kilomètres.

Il est à noter que les conditions atmosphériques sont considérées comme:

- a. défavorables, quand il y a beaucoup de brume ou un soleil intense avec forte réfraction ;
- b. moyennes, quand il y a une brume légère ou un soleil voilé;
- c. bonnes, quand il n'y a pas de brume et un ciel couvert.

Il est donc évident que les performances nominales déclarées par les fabricants de DME ne sont atteintes que quand toutes les conditions entrant en jeu dans les mesures sont réunies. En général les DME à mesure de phase permettent d'obtenir, sans zèle particulier, des précisions de l'ordre de $\sigma = 5 \text{ mm} + 5 \text{ ppm}$.

5.2.4 Les stations totales

L'intégration d'un DME et d'un théodolite électronique dans un même instrument peut être extrêmement efficace, parce qu'elle permet de combiner les distances du DME avec les angles du théodolite et de calculer indirectement d'autres paramètres tels que les distances horizontales, les coordonnées rectangulaires, etc.

L'ensemble théodolite-DME est appelé station totale ou station intégrée, car il permet d'obtenir toutes les mesures relatives aux levés topographiques tel que les angles, les distances, les coordonnées, etc.

Les données du levé peuvent être notées sur un cahier d'observations, mais en raison de leur nature numérique, elles peuvent aussi être enregistrées sur support magnétique ou clé USB, évitant ainsi les erreurs potentielles de transcription et permettant d'accélérer les mesures.

Le principe qui est à l'origine de ces systèmes est l'automatisation des opérations répétitives des levés topographiques telles que les lectures d'angles et de distances, l'enregistrement des données, l'entrée de paramètres de la station, etc.

5.3 Instruments optiques

5.3.1 Sextants de marine et cercles hydrographiques (cercles à réflexion)

Le sextant de marine et le cercle hydrographique sont des instruments spécialement conçus pour la mesure d'angles horizontaux entre deux objets. La précision du sextant varie de 20 secondes à 10 minutes.

Le cercle hydrographique ou cercle à réflexion, comme le nom l'indique, est un instrument à réflexion et la mesure des angles est basée, comme pour le sextant, sur la théorie de la double réflexion d'un rayon lumineux, avec la différence que, dans le cercle à réflexion, on emploie des prismes au lieu de miroirs.

Le cercle possède deux prismes dont le plus grand est oblique et le second installé au centre de l'instrument dans une boîte circulaire équipée d'une poignée. Le prisme du centre est conçu de manière à ce que les rayons captés soient limités à ceux réfléchis par sa face hypoténuse. L'autre prisme est fixé à une hauteur du plan de l'instrument telle qu'il ne couvre que le demi-champ intérieur du télescope.

Le télescope est fixé de manière à ce que les objets visés directement apparaissent dans la partie supérieure de son champ et ceux réfléchis par le petit prisme dans son demi champ inférieur. Le grand prisme est solidaire d'un limbe gradué situé à la périphérie de l'instrument ; le prisme central est fixé à un bras mobile muni d'un index qui se déplace sur le limbe gradué.

Pour permettre à l'instrument de fonctionner correctement, il est nécessaire que les deux conditions fondamentales propres aux systèmes de mesure d'angles à double réflexion soient respectées, à savoir, exacte perpendicularité des prismes avec le plan de l'instrument et, quand leurs deux faces hypoténuses sont parallèles, que l'index indique la graduation 0° du vernier.

Le grand prisme ne doit jamais pouvoir être déplacé, sauf pour effectuer de menus réglages autour de son axe; il est fixé par construction perpendiculairement au plan de l'instrument. La perpendicularité du petit prisme par rapport au plan de l'instrument peut être ajustée par une vis. Le vernier ayant été réglé à la position 0° , quand la moitié d'un objet distant observé en visée directe à travers le télescope et l'autre moitié du même objet observé après double réflexion sont alignées exactement l'une au-dessus de l'autre, cela indique que l'appareil est bien réglé.

Le parallélisme entre les faces hypoténuses des prismes peut être corrigé au moyen d'une vis spéciale qui fait tourner le petit prisme autour de l'axe normal au plan de l'instrument.

5.3.2 Théodolites

Le théodolite est un instrument qui mesure les azimuts sur un limbe horizontal gradué et les angles zénithaux sur un limbe vertical gradué.

La précision angulaire des théodolites varie de $0,1''$ à $10''$. Les tachéomètres (ou tachymètres) diffèrent des théodolites en ce que leur précision varie de $10''$ à $10'$.

Un théodolite comporte trois axes :

- a. l'axe principal, (axe vertical de rotation) autour duquel tourne l'équipage mobile ;
- b. l'axe secondaire (axe horizontal des tourillons) autour duquel tourne le télescope;
- c. l'axe optique (collimation du télescope).

Les parties principales d'un théodolite sont :

- a. le socle (ou embase), équipé de trois vis calantes (vis de nivellement), qui est la partie la plus basse de l'instrument. Ce socle est fixé généralement sur un trépied à partir duquel il est possible, dans certaines limites, de centrer le théodolite sur un repère de référence. Un niveau à bulle sphérique (ou nivelle), un fil à plomb optique et l'équipage mobile (alidade) portant le télescope sont fixés solidairement à ce socle ;
- b. l'alidade est généralement en forme de U. Elle tourne autour de l'axe vertical passant par le centre de l'instrument (axe principal) et contient les microscopes de lecture des cercles gradués. Un niveau à bulle torique (niveau à bulle sensible) est fixé à l'alidade afin d'assurer la verticalité de l'axe principal vertical et de fixer l'origine des angles zénithaux aux erreurs résiduelles près ;

- c. un limbe horizontal gradué, situé au-dessus du socle et sous l'alidade ;
- d. le télescope est fixé à l'alidade de telle sorte que son axe de collimation soit perpendiculaire à son axe de rotation. Le télescope possède un agrandissement de 28 à 45, augmentant ainsi la précision des mesures ;
- e. le limbe vertical, fixé solidairement au télescope afin de pouvoir lire les angles zénithaux ;

On peut distinguer deux types de théodolites, appelés répéteurs et réitérateurs, selon le système de blocage du limbe horizontal.

- a. Pour les théodolites répéteurs (Figure 2.20), le limbe horizontal est fixé au socle et à l'alidade à l'aide de deux vis séparées. Quand les deux vis sont serrées, le cercle horizontal est fixé à la fois au socle et à l'alidade, et l'instrument ne peut plus tourner autour de l'axe principal.
- b. Pour les théodolites réitérateurs (Figure 2.20), le limbe horizontal est indépendant du socle et de l'alidade. Il peut être rendu solidaire de l'alidade à l'aide d'une vis spéciale, habituellement protégée contre les manœuvres accidentelles. Pour les faibles déplacements, l'alidade est fixée au limbe à l'aide d'une vis micrométrique.

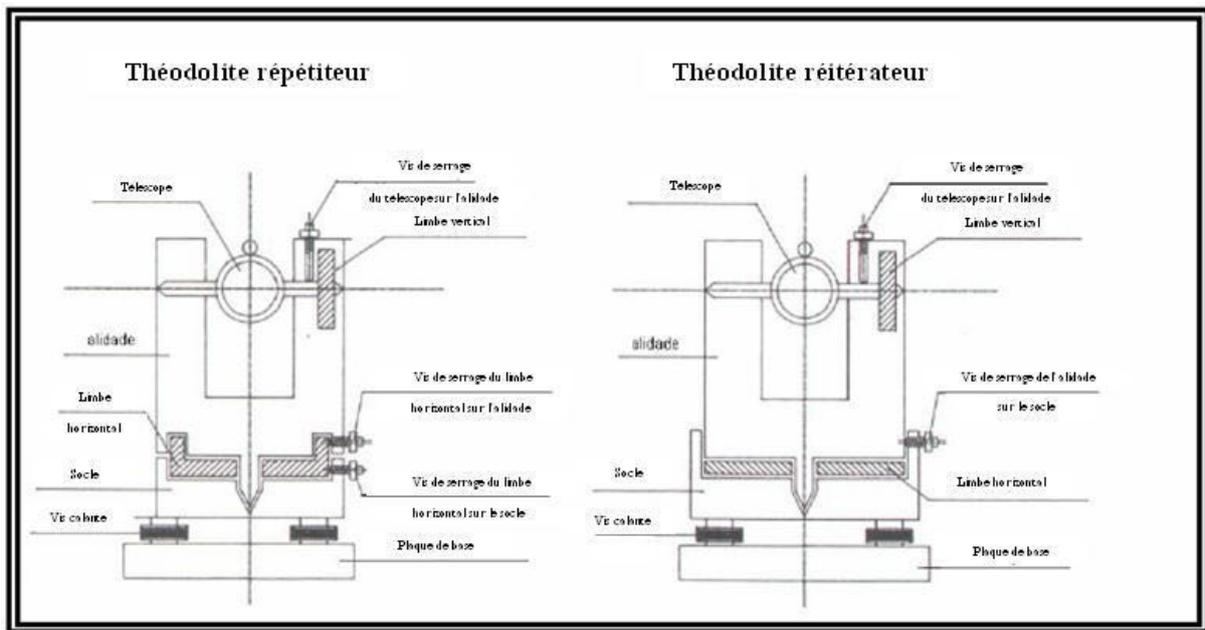


Fig. 2.20 "Théodolites"

Avant de procéder aux mesures angulaires, il convient de s'assurer que les réglages précis des trois axes (principal, secondaire et axe de collimation) et des autres parties de l'instrument ont été effectués. Certains réglages sont réalisés directement en usine par le fabricant et si l'instrument est utilisé avec soin, ils peuvent être considérés comme définitifs et les conditions sont alors satisfaites.

Certains réglages doivent être effectués directement par l'opérateur avant de commencer chaque session de mesure. En particulier il faut réaliser la verticalité de l'axe principal au moyen des niveaux à bulle toriques qui sont plus sensibles que le niveau sphérique utilisé pour centrer l'axe principal de l'instrument sur la référence. Pour utiliser les niveaux à bulle, l'alidade doit être aligné dans la direction des deux premières vis de calage et, en agissant sur ces deux vis, centrer la bulle. Le niveau est correct, quand en faisant pivoter l'alidade de 180° la bulle reste centrée. Si ce n'est pas le cas il

sera nécessaire d'actionner de nouveau l'une des deux vis de calage. La dernière phase consiste à tourner l'instrument de 90° et à actionner la troisième vis de calage pour centrer la bulle.

Un autre réglage, nécessaire seulement quand on change d'observateur, consiste à s'assurer que le télescope est convenablement focalisé. Ceci est réalisé en jouant sur la bague de réglage et sur la mise au point de l'oculaire du télescope jusqu'à ce que les lignes du réticule et les objets visés paraissent clairs et nets.

5.3.3 Instruments de nivellement (niveaux et mires)

L'instrument de nivellement (ou niveau) utilisé en nivellement géométrique permet de créer un axe de collimation horizontal. Les niveaux modernes sont divisés en :

- a. niveaux fixes et niveaux automatiques;
- b. niveaux numériques;
- c. niveaux laser.

Ayant choisi le type de niveau, et donc défini le mécanisme de lecture, il est nécessaire de choisir une mire de nivellement dont la graduation permette d'établir la liaison avec le niveau. Les niveaux avec lunettes fixes ou inclinées ont été remplacés par les niveaux numériques et laser modernes.

5.3.3.1 Les niveaux à lunette fixe (niveau Dumpy)

Le niveau à lunette fixe consiste en un télescope associé à un pivot et à une embase, comme un théodolite. Un niveau à bulle est fixé sur la lunette afin de niveler l'instrument selon une procédure semblable à celle du théodolite. Une fois le niveau à bulle réglé dans deux directions orthogonales, l'instrument peut être mis en œuvre pour mesurer des dénivelées dans toutes les directions.

Il est nécessaire de vérifier périodiquement que l'axe du niveau à bulle est parallèle à celui de la collimation. Une méthode simple pour régler l'instrument consiste à mesurer une dénivelée entre deux points de hauteurs connues et de déplacer le réticule de la lunette avec la vis micrométrique jusqu'à ce que la lecture de la mire soit correcte.

5.3.3.2 Les niveaux à lunette fixe et vis d'élévation (niveau Dumpy)

Avec ces niveaux, la lunette n'est pas reliée rigidement au pivot de rotation mais à une base articulée d'un côté et connectée de l'autre à une vis micrométrique d'élévation. La vis d'élévation permet à la lunette de tourner légèrement dans le plan vertical, ce qui garantit l'horizontalité de la ligne de visée même quand l'axe principal n'est pas parfaitement vertical. Ces niveaux possèdent une nivelle sphérique fixés sur le socle et qui, une fois centrée, rend l'axe principal approximativement vertical. Pour chaque lecture, il est nécessaire d'agir sur la vis d'élévation jusqu'à ce que le niveau à bulle de la lunette soit centré, ce qui correspond à l'horizontalité de l'axe de collimation.

5.3.3.3 Les niveaux à double visée

Dans ces niveaux, la lunette peut être retournée verticalement (180°) à l'intérieur d'un support solidement relié au pivot de rotation. Un niveau à bulle réversible à doubles coudes est fixé à la lunette, ce qui facilite son utilisation même quand elle est tournée à l'envers. Dans de tels instruments il y a donc deux axes: l'axe de rotation de la lunette (lequel coïncide avec l'axe du support) et l'axe de collimation. Après avoir rectifié les différents axes, deux lectures sont faites sur la mire tout en centrant la bulle à l'aide de la vis d'élévation. Ces lectures correspondent à deux positions diamétralement opposées de la lunette.

En utilisant la moyenne arithmétique des deux lectures, les erreurs de collimation s'annulent car elles

sont de signe inverse.

5.3.3.4 Les niveaux automatiques

Dans ces instruments l'axe de collimation est rendu automatiquement horizontal par un système interne, indépendamment de la verticalité de l'axe principal. Ces systèmes, appelés compensateurs, travaillent à l'intérieur d'une plage de rotation de la lunette de l'ordre de 10'. Les niveaux automatiques sont équipés d'une nivelle sphérique qui, une fois centrée, garantit un bon fonctionnement de l'instrument. Les compensateurs, dont la construction est différente pour chaque fabricant, sont normalement composés d'un prisme sensible suspendu à un pendule qui utilise la gravité pour créer une ligne de visée horizontale.

5.3.3.5 Les niveaux numériques

Ces niveaux sont semblables aux niveaux automatiques mais la lecture sur la mire de nivellement est faite automatiquement. Il est également possible d'effectuer des lectures optiques traditionnelles, en cas de panne électronique ou d'épuisement des batteries.

Les mires utilisées avec ces types de niveaux sont spécifiques. Elles présentent d'un côté des graduations comme pour une mire normale et de l'autre, des graduations par code-barres. L'image du code-barres de la mire de nivellement est transmise séparément au viseur oculaire pour permettre la lecture de la mire et à un système de visée électronique. Le signal numérique est décodé par un microprocesseur capable de calculer la dénivelée et la distance horizontale entre les deux points.

Les avantages de ces systèmes proviennent de leur capacité à enregistrer automatiquement les données de levé tout en gagnant un temps appréciable et en éliminant totalement les erreurs de transcription. Le déroulement correct de la mesure n'est garanti que par de bonnes conditions de luminosité. La précision de ces niveaux est de 0,1 mm pour la dénivelée et de 1 centimètre pour les distances.

5.3.3.6 Les niveaux laser

Les niveaux laser, encore appelés lasers tournants, utilisent un faisceau laser qui emprunte la ligne de visée de la lunette. Certains instruments sont automatiques et n'exigent pas d'intervention de l'opérateur. Une fois l'instrument mis en station et nivelé à l'aide d'un niveau sphérique, un moteur imprime une rotation continue au faisceau laser à l'aide d'un prisme. Cet instrument ne nécessite qu'un seul opérateur et permet d'effectuer un nivellement dans un rayon de 200-300 m.

Les mires de nivellement utilisées pour ces appareils sont munies d'un capteur de quelques décimètres qui peut être déplacé le long de la mire. Quand le faisceau laser frappe le capteur, la valeur atteinte par le rayon peut être lue et enregistrée automatiquement.

La précision des mesures peut être meilleure que le millimètre. Ces niveaux sont idéaux pour le nivellement par rayonnement.

6. MÉTHODES ET TECHNIQUES DE POSITIONNEMENT

6.1 GNSS (GPS)

6.1.1 Description du Système de positionnement global (GPS)

Le système de positionnement GPS est basé sur la réception des signaux radio envoyés par une constellation de satellites artificiels orbitant autour de la Terre. Ce système de positionnement absolu, mondial et tridimensionnel est implanté sur des satellites et opère en temps réel, 24 heures sur 24. Son nom complet est NAVSTAR GPS pour *NAVigational Satellite Timing And Ranging Global*

Positioning System. Créé par le Département de la défense des États-Unis, le GPS est géré en collaboration avec le Département du Commerce ; il est conçu pour permettre de positionner des objets en trois dimensions, en tout temps et en tout lieu, y compris pendant leurs déplacements.

Le système est divisé en trois segments:

- a. un segment spatial, constitué par un minimum de 24 satellites, mais souvent plus (31 en 2010), en orbite presque circulaire autour de la terre à une hauteur approximative de 20 200 km. Les satellites sont répartis par groupes de 4 sur 6 plans orbitaux inclinés de 55° par rapport au plan équatorial avec une période de révolution d'approximativement 12 heures. Cette distribution de la constellation assure la visibilité d'au moins 4 satellites (souvent 6 à 8) partout et à tout moment, avec une hauteur de plus de 15° au-dessus de l'horizon qui est critique pour le positionnement.

Les satellites ont pour fonctions :

- de transmettre des informations aux utilisateurs au moyen d'un signal radio ;
- d'entretenir une référence de temps exacte grâce au haut degré de précision (de 10-12 à 10-14 sec) de leurs horloges atomiques au césium et au rubidium embarquées ;
- de recevoir et d'enregistrer les informations du segment de contrôle;
- de faire des corrections aux orbites.

Les satellites furent lancés à des périodes différentes, les premières en 1978, par blocs successifs remplaçant les modèles anciens par de nouveaux modèles plus performants ;

- b. un segment de contrôle comprenant 5 stations au sol et une sixième station à Sunnyvale (Californie), où une copie de toutes les données sélectionnées et de toutes les opérations rattachées sont conservées. Parmi les cinq stations, toutes équipées de modules météorologiques pour évaluer les effets troposphériques sur les signaux radio émis par les satellites, trois d'entre elles (Ascension, Diego Garcia et Kwajalein) ont la possibilité d'envoyer des messages aux satellites et une 4^{ème}, implantée à Colorado Springs aux États-Unis, est la station maîtresse où sont exécutés tous les calculs nécessaires à la détermination des nouvelles orbites. En résumé, les tâches du segment du contrôle sont :
 - de suivre les satellites de façon continue et de traiter les données reçues afin de calculer leurs positions dans le temps et dans l'espace (éphémérides) ;
 - de vérifier l'état général du système et en particulier les horloges des satellites ;
 - d'appliquer les corrections d'orbite ;
 - de télécharger les nouvelles données aux satellites, y compris leurs prévisions d'éphémérides pour les prochaines 12 ou 24 heures qui sont ensuite transmises aux utilisateurs ;
- c. un segment utilisateur, regroupant l'ensemble des utilisateurs équipés de récepteurs munis d'antennes GPS. Ces derniers sont des systèmes passifs capables de capter les données sans émettre aucun signal. Il existe plusieurs types de récepteurs classés selon leur stratégie d'analyse du signal reçu et la précision de la position requise.

Structure du signal émis

Chaque satellite émet continuellement en direction de petits secteurs terrestres des ondes électromagnétiques dans des fréquences choisies avec soin pour éviter les interférences. Ces ondes porteuses transportent l'information à l'utilisateur au moyen d'une modulation de code. Les horloges

internes produisent une fréquence primaire $f_0 = 10,23$ MHz à partir de laquelle les trois composantes fondamentales du signal GPS sont élaborées :

- *La porteuse* :
formée de deux ondes sinusoïdales appelées respectivement L1 et L2 de fréquence $154 \times f_0 = 1\,575,42$ MHz ($\lambda_{L1} \cong 19$ cm) et $120 \times f_0 = 1\,227,60$ MHz ($\lambda_{L2} \cong 24$ cm).
- *La modulation* :
destinée à l'encodage des messages par deux séquences intitulées *Coarse acquisition* (C/A) et *Precision* (P). La première module l'onde porteuse L1 et la deuxième les ondes L1 et L2.

Ces codes sont des signaux carrés formés par des transitions de valeurs +1 et -1 produits par un algorithme simple ayant pour caractéristique d'équilibrer statistiquement les valeurs positives et négatives. Les codes sont qualifiés de « pseudo-aléatoires » ou PRN (*pseudo random*). La fréquence du code C/A est de 1,023 MHz ($C/A \cong 300$ m), et celle du code P = $1 \times f_0 = 10,23$ MHz ($m P \cong 30$ m). Le code C/A est disponible pour usage civil tandis que le code P est réservé à l'usage des militaires et des utilisateurs autorisés. Le Département de la défense américain s'est réservé le droit de crypter le code P et d'utiliser une procédure antibrouillage dite *Anti-Spoofing* (A-S). Le code P crypté est appelé Code Y.

- *La composante message de navigation* :
est émise à la fréquence $f_0 / 204\,800 = 50$ Hz. Elle contient les éphémérides des satellites (orbites précises) et des informations sur leurs horloges internes ainsi que sur l'état du réseau.

6.1.2 Principes de positionnement

Le positionnement par GPS est assuré par intersection de distances spatiales dans la référence du Système géodésique mondial 1984, qui est défini dans un repère cartésien ayant pour origine le centre de la terre et auquel est associé l'ellipsoïde géocentrique WGS84. Si les positions des satellites dans ce système de référence sont connues, les coordonnées d'un point inconnu peuvent être reliées à celles des satellites par la mesure d'un nombre suffisant de distances entre ces derniers et le centre de phase de l'antenne d'un récepteur placé sur le point recherché. Pour s'en tenir à l'essentiel, il y a trois principes de positionnement :

- a. le positionnement absolu (ou normal);
- b. le positionnement relatif;
- c. le positionnement différentiel.

6.1.2.1 Le positionnement absolu

Le but de cette méthode de positionnement est la détermination des coordonnées des positions dans le système de référence global WGS84. Ceci peut être réalisé en utilisant l'impulsion du signal en code C/A (ou en code P s'il est disponible) ou en analysant les deux porteuses L1 et L2.

Dans le premier cas, les distances satellite-récepteur sont appelées « pseudo-distances » et elles sont calculées à partir du temps de transit mis par le signal pour atteindre le récepteur du satellite. Ce temps est mesuré par le récepteur en utilisant des corrélations entre le signal reçu et une copie produite par le récepteur. Le signal copié est décalé pour être synchronisé avec celui du satellite. La différence de temps calculée est affectée par le défaut de synchronisation entre les horloges du satellite et du récepteur et par la dérive de l'horloge du récepteur qui est moins précise que les horloges atomiques des satellites.

Ces facteurs ne peuvent pas être ignorés dans la mesure du temps de transit. C'est pour cette raison qu'en plus des trois coordonnées inconnues du point dépendantes de l'horloge (les valeurs

cartésiennes x, y, z transformables en φ, λ et hauteur rapportées à l'ellipsoïde WGS84), on ajoute une quatrième inconnue correspondant aux erreurs de l'horloge du récepteur. De cela, il s'ensuit qu'il faut observer simultanément au moins quatre satellites pour obtenir une position absolue en temps réel.

Dans le deuxième cas, les phases des deux ondes porteuses sont analysées et la distance satellite-récepteur est obtenue en comparant la phase du signal porteur au moment de la réception avec la phase du signal au moment de l'émission. Dans ce cas on introduit une inconnue supplémentaire pour chaque satellite observé, qui est « l'ambiguïté de nombre entier initial » correspondant au nombre entier de cycles parcourus pendant le transit du signal du satellite vers le récepteur en début de mesure. Ainsi, pour chaque nouveau satellite observé, une nouvelle ambiguïté correspondante est créée due aux différences de distances. En conclusion, le positionnement absolu en temps réel avec des mesures de phase n'est possible que si les ambiguïtés de positionnement des satellites utilisés sont connues. La procédure de levé d'ambiguïté s'appelle initialisation.

6.1.2.2 Le positionnement relatif

Le but de ce type de positionnement est la détermination des composantes d'un vecteur spatial (ou ligne de base) qui relie deux points sur lesquels deux récepteurs ont été positionnés temporairement. Si les coordonnées absolues de l'un des deux points sont connues, en lui ajoutant les composantes de ce vecteur, on peut obtenir les coordonnées absolues du deuxième point. Ce type de positionnement peut être résolu par des mesures de code ou de phase, bien que dans la pratique, on utilise seulement des mesures de phase. Une équation d'observation de phase peut être écrite pour chaque récepteur observant un satellite à un moment donné. En observant un même satellite au même instant à partir de deux récepteurs positionnés aux deux extrémités du vecteur, on peut écrire deux équations de phase et après soustraction de l'une par l'autre, on obtient une première équation aux différences simples dans laquelle les erreurs communes aux deux distances (effet de décalage d'horloge du satellite, éphéméride, etc.) disparaissent. Insérant alors dans l'observation un autre satellite, on obtient une deuxième équation aux différences simples, et par soustraction de la première par la seconde, une équation aux différences doubles dans laquelle les erreurs communes aux deux satellites (décalage d'horloge des récepteurs, etc.) sont éliminées. À ce stade, les quantités inconnues à déterminer sont les composantes du vecteur et la somme des quatre ambiguïtés initiales des deux satellites dont on a vu au § précédent qu'elles étaient des nombres entiers. Si le signal est interrompu, les ambiguïtés changent et il faut procéder à une nouvelle initialisation. En définitive les interruptions possibles du signal sont résolues par la soustraction des deux équations aux différences doubles (appelée équation aux différences triples) qui rétablit la continuité en éliminant les ambiguïtés inconnues.

6.1.2.3 Le positionnement différentiel

Le positionnement différentiel est semblable au positionnement absolu, mais les corrections des pseudo-distances en temps réel ou en temps différé, sont retransmises ou enregistrées par un récepteur de référence installé sur un point de coordonnées connues. Les stations mobiles appliquent, en temps réel ou en temps différé, les corrections aux mesures de pseudo-distance ou de phase observées par le récepteur de référence et améliorent ainsi la précision de leurs propres coordonnées.

6.1.3 Performances du système et sources d'erreurs

Les performances du système relatives aux différents principes de positionnement sont classées dans l'ordre de leurs degrés de précision :

- | | |
|---|---------------------------------------|
| a. Absolu (SPS) avec mesures de code C/A sur L1 : | 10 à 30 mètres |
| b. Absolu (PPS) avec mesures de code P (ou Y) sur L1/L2 : | 5 à 15 mètres |
| c. Relatif avec mesures de phase statique : | 10^{-8} à 10^{-6} x ligne de base |
| d. Relatif avec mesures de phase (RTK) : | décimètre |
| e. Différentiel avec mesures de phase du code (DGPS) : | quelques mètres |

f. Différentiel avec mesures de phase de la porteuse (RTK DGPS) : quelques centimètres

Les sources d'erreurs qui exercent la plus grande influence sur les performances du système sont :

- a. les *erreurs d'horloge* des satellites et des récepteurs (décalage et dérive) ;
- b. les *erreurs d'orbite* (imperfections dans les données de l'éphéméride) ;
- c. les *retards* de parcours du signal dans l'atmosphère dus à la réfraction ionosphérique et troposphérique dont les effets sur le signal sont importants en raison de l'utilisation de récepteurs bi- fréquence ;
- d. les *erreurs troposphériques* incluant l'humidité. Cette dernière peut entraîner un retard du signal du temps allant approximativement jusqu'à 3 m. Les signaux transmis par un satellite bas sur l'horizon auront à parcourir un long trajet troposphérique dont on minimise les erreurs induites en rejetant les observations correspondant à un angle inférieur à 15° au-dessus de l'horizon. Si cela conduit à éliminer trop de satellites, un compromis de 10° peut être adopté. Les fabricants modélisent les retards troposphériques dans leurs logiciels et l'expérience montre que ces modèles fonctionnent bien ;
- e. les *erreurs ionosphériques*. Les taches solaires et autres phénomènes électromagnétiques produisent des erreurs de mesure du signal GPS allant jusqu'à 30 m le jour et 6 m la nuit. Ces erreurs ne sont pas prévisibles mais peuvent être estimées. L'erreur ionosphérique est supposée être la même dans le récepteur de référence et les récepteurs mobiles. Cette approximation est valable pour les réseaux GPS constitués de stations séparées de quelques milles. Des modèles ionosphériques sont implantés dans les logiciels des récepteurs bi- fréquence ;
- f. les *trajets multiples* surviennent lors de la réception d'un signal réfléchi au lieu du signal direct. La réflexion peut se produire au-dessous ou au-dessus de l'antenne. L'importance des trajets multiples est plus faible sur l'eau que sur terre, mais l'effet est toujours présent et variable. Le choix de l'emplacement de l'antenne du récepteur GPS doit permettre d'éviter les zones propices aux trajets multiples (ex. affleurements rocheux, toits en tôle, proximité de climatiseurs installés sur les toits, de bâtiments, de véhicules, de bateaux, etc.). Augmenter la hauteur de l'antenne est une façon de réduire les trajets multiples à la station de référence. L'effet d'un trajet multiple sur une mesure satellitale peut durer plusieurs minutes. L'élimination des satellites situés à moins de 15° au-dessus de l'horizon permet aussi de réduire l'effet des trajets multiples ;
- g. la *configuration géométrique* des satellites utilisés pour le positionnement, fournie par le GDOP (*Geometric Dilution of Precision*). À cette fin, le GDOP est divisé en indices (PDOP et TDOP) qui ont été introduits afin d'établir un certain degré de contrôle de qualité. Le facteur le plus commun est le PDOP (*Positional Dilution OF Precision*), qui est inversement proportionnel à la qualité de la configuration et est divisé en deux composantes à des fins de contrôle : la composante verticale ou VDOP (dilution verticale de la précision) et la composante horizontale d'usage courant, la HDOP (dilution horizontale de la précision). Parfois, c'est le ratio HDOP/PDOP qui est pris en compte (pour le contrôle horizontal - voir le chapitre 7) ;
- h. les *erreurs volontaires* introduites par les gestionnaires du système GPS pour réduire les performances des mesures de pseudo-distances satellitales. Cette procédure, appelée *Selective Availability (S/A)*, introduisait une incertitude dans le calcul des pseudo-distances de l'ordre de 100 mètres. Elle fut supprimée le 1^{er} mai 2000. Le GPS différentiel permettait d'éliminer la S/A, mais même avec un S/A réduit à zéro, le DGPS est encore le mode requis dans la plupart des applications hydrographiques.

6.1.4 Techniques de poursuite et d'acquisition du signal GPS

6.1.4.1 Techniques de poursuite

Deux modes principaux sont utilisés pour déterminer la distance séparant un satellite GPS NAVSTAR d'une antenne de réception au sol, laquelle peut être obtenue par comparaison des phases du signal émis par le satellite. Les phases de la porteuse ou du code numérique modulant cette dernière peuvent être suivies pour calculer la distance entre le satellite et le récepteur. La précision de la position qui en résulte dépend de la méthode de poursuite utilisée.

Les techniques de poursuite de phase concernent :

- l'onde porteuse ;
- le code utilisé pour la modulation.

Les satellites GPS émettent actuellement sur deux fréquences porteuses : L1 à 1 575,42 MHz (longueur d'onde de 19 centimètres) et L2 à 1 227,60 MHz (longueur d'onde de 24 centimètres). Dans la modulation de ces fréquences, on retrouve le code d'acquisition grossier C/A (longueur d'onde de 300 m) et le code précis P (longueur d'onde de 30 m). De plus, un message de navigation à 50 bps contenant l'éphéméride et le statut de chaque satellite est transmis. Les codes C/A et P sont tous les deux présents sur la fréquence L1. Seul le code P est présent sur la fréquence L2. Les plus hautes fréquences des porteuses en bande L ont des longueurs d'onde de 19 et 24 centimètres, à partir desquelles une distance peut être calculée par un logiciel de traitement différé avec une précision approximative de 2 mm. Le code utilisé pour la modulation a une longueur d'onde de 300 m et peut fournir des distances avec une précision approximative de 1 m. Les deux méthodes de poursuite peuvent être utilisées pour des applications hydrographiques et les levés conventionnels.

6.1.4.2 Techniques d'acquisition du signal

Les procédures d'acquisition possèdent des caractéristiques et des précisions distinctes ; leurs méthodes de gestion du signal sont différentes et sont décrites comme suit :

- Mode autonome** : Position absolue du point avec pseudo-distances exprimée dans le système géodésique de référence WGS84. La précision absolue, avec 95% de niveau de confiance, se situe entre 10 et 30 mètres en mode SPS standard (*Standard Positioning Service*) et entre 5 et 15 m en mode PPS précis (*Precise Positioning Service*). Les applications sont destinées seulement à la navigation.
- Mode différentiel (DGPS)** : les corrections différentielles, calculées pour une station de référence de position connue, sont appliquées à la position absolue calculée par un récepteur mobile. Ces corrections de code ou de phase, telles que décrites précédemment, peuvent être transmises par radio ou par téléphone portable satisfaisant au protocole RTCM. Elles peuvent être aussi appliquées en temps réel ou enregistrées dans la station de référence et appliquées lors du traitement différé avec les logiciels convenables. Les portées et les précisions sont décrites dans le tableau ci-dessous :

Mode de poursuite	Distance entre les stations	Précision
Par la phase du code	Quelques centaines de km	Quelques mètres
Par la phase de la porteuse	10 km environ	Quelques centimètres

- Mode relatif** : les coordonnées du vecteur spatial reliant les stations doivent être déterminées. Le calcul est obtenu lors du traitement différé en utilisant la méthode des doubles différences, corrigeant ainsi les données acquises sur la phase du signal GPS par la station de référence et le récepteur mobile. Les modes principaux sont :

Mode	Application
Statique	Réseau de référence de haute précision
Statique rapide	Réseau de référence de précision moindre
Cinématique <i>stop and go</i>	Points d'appui, levés de détail

Cinématique continue	Trajectographie, suivi en continu
----------------------	-----------------------------------

En mode relatif le temps d'acquisition et d'intervalle de lecture (taux de lecture) sont les facteurs discriminants. Le taux doit être un bon compromis entre le besoin de mesures et la taille du fichier nécessaire pour les traiter. Par exemple, pour des applications statiques sur de longues périodes d'acquisition, il est habituel d'échantillonner sur 15 ou 30 secondes. Pour des applications cinématiques, il est nécessaire de réduire cet intervalle, et souvent jusqu'à la seconde. Cette valeur représente la limite d'échantillonnage de nombreux récepteurs, lesquels admettent aujourd'hui une fréquence de mesure de l'ordre de 20 Hz. Les modes, techniques d'acquisition et domaines d'applications, sont décrits dans le tableau ci-dessous :

Mode	Durée des mesures	Longueur de la ligne de base	Précision	Fréq. (par sec.)	Remarques
Statique	<ul style="list-style-type: none"> • >1/2 heure • 1 heure • De 3 à 4 heures • Variable 	<ul style="list-style-type: none"> • 10 km • 20/30 km • >100 km 	10^{-6} à 10^{-8} fois la longueur de la ligne de base	15-60	Doublement de la fréquence des mesures pour les bases de 20 km et plus
Statique rapide	20-30 min. (L1s) 6-8 min. (L2)	<10-15 km	10^{-6} fois la longueur de la ligne de base	5-15	Une bonne configuration satellitale est nécessaire
Cinématique <i>stop and go</i>	<1min	qq. km, mais <10 km	Centimétrique	1-5	Suivi continu des satellites. Initialisation: - jusqu'à 30 min. (L1) - 5/6 min. : L1 + L2 - <i>On the Fly</i> (OTF) : L1+L2
Cinématique continue	Continue	qq. km	Centimétrique	1-5 (20Hz)	Comme ci-dessus pour le <i>stop and go</i>

6.1.5 Le GPS différentiel (DGPS)

Le positionnement GPS différentiel (DGPS) est une technique qui utilise deux récepteurs ou plus, celui de la station de référence étant positionné sur un repère géodésique ou topographique et l'autre (station mobile) occupant successivement les points à déterminer. La station de référence calcule les corrections PRC de pseudo-distances (*Pseudo-Range Corrections*) et leurs variations RRC dans le temps (*Range Rate Conversion*). Les deux corrections peuvent être transmises en temps réel à la station mobile, ou encore, elles peuvent être enregistrées dans le récepteur de la station de référence en prévision d'un traitement différé.

Quand la procédure est exécutée en temps réel, une liaison entre les deux stations (référence-mobile) est établie par modem radio ou téléphonique.

Dans tous les cas, le récepteur mobile (en temps réel), ou le récepteur/PC doté d'un logiciel de traitement en temps différé, applique les corrections des mesures de pseudo-distances et calcule les positions des nouveaux points avec les observations corrigées.

Le positionnement différentiel s'applique aux pseudo-distances calculées par code ou par phase.

6.1.5.1 Le DGPS avec mesures de code

Dans une série chronologique de corrections PRC, la variation RRC dans le temps peut être évaluée par interpolations numériques.

La correction de pseudo-distance par mesure de code au temps 't', peut être exprimée comme suit :

$$PRC_t^{satel} = PRC_{t_0}^{satel} + RRC_{t_0}^{satel} \cdot (t - t_0) \quad (2.64)$$

où le terme $(t - t_0)$, appelé état latent, détermine la précision de la position et n'est que la différence de temps entre le calcul de la correction par le récepteur de la station de référence et sa prise en compte (temps de transmission, du calcul, etc.) par le récepteur de la station mobile.

En appliquant de telles corrections de distances, les erreurs d'horloge du satellite disparaissent des équations et les effets indésirables potentiels résultant de dégradations délibérées des temps d'horloges et des paramètres orbitaux peuvent être virtuellement éliminés, tout comme d'autres effets indésirables tels que la réfraction ionosphérique et troposphérique.

Par conséquent, la position du récepteur mobile est calculée avec les pseudo-distances corrigées provenant du code. Les corrections correspondantes peuvent être transmises ou enregistrées avec un protocole standard RTCM, prenant alors le nom de corrections différentielles RTCM.

Les corrections de pseudo-distances peuvent être transmises au récepteur GPS par :

- le récepteur de la station de référence GPS positionné temporairement sur un point géodésique dans la région du levé, ou encore, par radio UHF/VHF/HF ou téléphone GSM par une station permanente équipée d'un modem ;
- les services payants du réseau commercial spécialisé dans le GPS différentiel et couvrant une zone de couverture étendue. Ces services utilisent des techniques de diffusion satellitaires pour livrer des corrections GPS précises, comme par exemple le système OmniSTAR de FUGRO ou le système LandStar de THALES ;
- les prestations DGPS MSK gratuites des services de radionavigation maritime (Système DGPS IALA/AISM) ;
- les services gratuits des systèmes SBAS d'augmentation (ou de renforcement) par satellites couvrant des zones étendues (FAA WAAS, EGNOS, GPS/GLONASS, MSAS).

Ces techniques ont fourni de bons résultats pour la géolocalisation rapide de détails importants au sol.

6.1.5.2 Le DGPS avec mesures de phase

Dans cette technique, les erreurs d'horloge du satellite et les erreurs associées à la réfraction ionosphérique et troposphérique sont éliminées. Les corrections de pseudo-phase peuvent être transmises en temps réel par le récepteur de la station de référence au récepteur de la station mobile en utilisant le protocole RTCM ou un format défini par le fabricant du récepteur. Le DGPS avec mesure de phase est utilisé pour les applications cinématiques précises en temps réel ; il a pour nom RTK (*Real Time Kinematic*) et pour but de supprimer l'état latent ou de le réduire à quelques millisecondes.

6.1.6 Le mode de positionnement cinématique temps réel (RTK)

Le mode de positionnement cinématique en temps réel (RTK) est basé sur l'utilisation d'au moins deux récepteurs GPS, l'un faisant fonction de station de référence et l'autre ou les autres de récepteurs mobiles. Le récepteur de la station de référence exécute des mesures sur les satellites visibles et transmet les corrections aux récepteurs mobiles. Simultanément, les stations mobiles exécutent des mesures sur les mêmes satellites tout en traitant les données reçues de la station de référence. Chaque récepteur mobile évalue alors sa position par rapport à la station de référence. En moyenne, les récepteurs de la station de référence et de la station mobile captent des mesures chaque seconde et déterminent des positions avec la même fréquence.

En mode RTK, les mesures produites par la porteuse GPS sont utilisées pour atteindre des précisions centimétriques.

L'initialisation automatique, dite OTF (*On The Fly*), est une caractéristique commune des récepteurs opérant en mode RTK, pour lequel la référence et les mobiles exigent de partager simultanément cinq satellites visibles. Le processus d'initialisation, qui résout l'ambiguïté de phase présente dans la mesure de la distance par phase, s'affranchit des restrictions de mouvement du mobile pendant l'initialisation qui ne dure que quelques minutes. Le récepteur mobile produit d'abord une *float solution*, ou FLT, de précision métrique, ne résolvant pas entièrement l'ambiguïté de phase. Quand l'initialisation est terminée, la solution passe en FIX et la précision devient centimétrique.

Le nombre de positions de type FIX par seconde produites par le système RTK (taux de mise à jour) définit avec quelle précision la route d'un récepteur mobile peut être représentée. Le taux de mise à jour est mesuré en Hertz et peut atteindre des valeurs de 20 Hz pour quelques récepteurs modernes.

Le retard ou latence (*latency*) est la période du temps qui s'écoule entre les mesures par les récepteurs (de référence ou mobiles) et la visualisation de la position dans les récepteurs mobiles (comprenant le temps de mesure, le formatage & la transmission des données de référence au mobile et le calcul de la solution FIX). Ce paramètre est très important pour le guidage du véhicule mobile.

Un mobile qui se déplace à 14 nœuds, par exemple, parcourt environ 7 mètres par seconde. Pour obtenir une précision métrique de sa position, le retard ne doit pas dépasser 1/7ème de seconde.

La transmission au mobile, par modem radio ou GSM, des données de la station de référence positionnée dans la région du levé ou d'une station permanente, a été standardisée conformément au protocole international RTCM (*Radio Technical Commission for Maritime Service*). Les messages RTCM nécessitent un débit de transmission d'au moins 4 800 bauds mais il existe d'autres standards qui s'accrochent du taux plus lent de 2 400 bauds (par ex. CMR - *Compact Measurement Record*).

6.1.6.1 Mode de positionnement RTK

Les récepteurs GPS les plus connus ayant la capacité RTK possèdent quatre modes principaux de positionnement :

- a. Le RTK synchronisé (1Hz) est la technique souvent utilisée pour atteindre des précisions centimétriques entre une station de référence et un récepteur mobile. Le taux standard de mise à jour est de 1 Hz. Le retard, ou latence (*latency*), des positions synchronisées (FIX) est déterminé en grande partie par la transmission des données ; pour un débit de 4 800 bauds, il atteint une seconde environ. La solution RTK synchronisée produit la plus haute précision possible pour les modes RTK ; elle est bien adaptée aux applications dynamiques.
- b. Le RTK à synchronisation rapide (5 ou 10 Hz), qui a les mêmes caractéristiques de retard et de précision que le mode précité, mais dont les solutions de positionnement sont produites 5 à 10 fois par seconde. Des résultats satisfaisants sont obtenus pour des débits d'au moins 9 600 bauds.
- c. Le RTK à faible latence atteint des précisions centimétriques (un peu inférieures à celles du mode de positionnement synchronisé) presque instantanées grâce à la réduction du retard à environ 20 millisecondes, ce qui permet d'obtenir 20 solutions de FIX par seconde. La technique employée pour réduire aussi spectaculairement les retards se base sur la prévision des données de phase de la station de référence, qui admet généralement une solution continue avec des variations indépendantes des pertes de signal, du mouvement du satellite, du fonctionnement de d'horloge et des conditions atmosphériques. Ainsi, les erreurs de prévisions des mesures de phase de la station de

référence faites par la station mobile ne sont plus influencées que par l'instabilité de l'horloge du récepteur et des variations inattendues des orbites satellitaires.

- d. Le RTK à ligne de base non fixe : Cette méthode diffère de la plupart des autres applications RTK qui impliquent que la station de référence soit positionnée sur un point de coordonnées connues. Dans le cas présent, on utilise un couple de récepteurs (référence et mobile) tous deux en mouvement. Ce mode dépend de l'orientation du porteur aux deux extrémités duquel les récepteurs RTK ont été positionnés (le long de la quille d'un navire, par exemple). Le récepteur de la station de référence transmet les mesures effectuées au mobile qui calcule une solution RTK synchronisée (ligne de base déterminée en direction et en longueur) à la fréquence de 1,5 ou 10 Hz et ce, avec une précision relative centimétrique. Le positionnement absolu de la station de référence, et par conséquent celle de la station mobile, n'a en revanche qu'une précision équivalente à celle du positionnement absolu par mesures des codes, soit une dizaine de mètres. La distance référence-mobile ne doit pas dépasser 1 km pour obtenir de bons résultats.

6.1.7 Traitement des données

6.1.7.1 Déroulement des calculs de positionnement en GPS relatif

Le positionnement en GPS relatif est exécuté en plusieurs étapes au cours desquelles toutes les quantités différentielles qui ont été analysées sont utilisées. Il commence habituellement par une solution approximative qui est améliorée au cours des divers processus.

Dans tous les programmes de traitement de données GPS, on retrouve les étapes du traitement préliminaire consistant à rechercher les sauts de fréquence et les données aberrantes associées aux erreurs grossières. Un bon traitement préliminaire des données est à la base de toute bonne solution définitive. Un levé GPS peut être envisagé de plusieurs manières; il peut être exécuté avec deux récepteurs ou plus et s'étaler sur plusieurs sessions et journées de mesure.

L'approche la plus commune (ligne de base simple) implique des lignes de bases indépendantes non corrélées. Une telle approche est exploitée par la majorité des programmes de traitement parce qu'elle produit de bons résultats avec une grande simplicité. Comme dans tous les programmes de calculs basés sur une approche linéaire des moindres carrés, il est nécessaire de partir de valeurs approximatives et d'améliorer ces dernières pas à pas. Les principales étapes du traitement sont :

- a. *le calcul du point par mesures de code :*

Une solution approximative est obtenue au moyen des pseudo-distances du mode C/A (*Coarse/Acquisition* ou *Clear/Access*) ou du code P (précis ou protégé) si disponible ;

- b. *la détermination du réseau par différences simples de phase :*

Il est nécessaire de décider quelles lignes de base indépendantes seront calculées par le processus. A cet effet, il est nécessaire de procéder aux calculs des différences simples entre fichiers de données qui correspondent aux points des stations entre lesquelles il est décidé de calculer des lignes de base ;

- c. *le traitement des données avec les équations aux différences triples (solution TRP) :*

Partant des coordonnées approximatives calculées précédemment, on détermine les composantes $(\Delta x, \Delta y, \Delta z)_{TRP}$ du vecteur de ligne de base dans le système WGS84, sans nécessairement lever l'ambiguïté de phase. Les solutions présentent quelques inconvénients, tels qu'une propagation séquentielle d'erreurs des trois processus de différenciation. Ce résultat approximatif, qui ne représente pas la valeur optimale, est inséré dans un processus de calcul supplémentaire aux différences doubles dont la principale utilité est de permettre l'estimation des sauts de phase quand il s'en produit, et qui se traduisent par une discontinuité dans le calcul des composantes de la ligne de base ;

d. *l'extension aux différences doubles et la solution sans levé d'ambiguïté (solution FLT) :*

Partant de la position de la station, déduite de l'équation aux différences triples, les composantes $(\Delta x, \Delta y, \Delta z)_{FLT}$ du vecteur de ligne de base sont calculées de nouveau par itération, avec les valeurs d'ambiguïtés de phase relatives aux différentes combinaisons de deux satellites avec deux récepteurs. Les combinaisons d'ambiguïtés de phase sont les seules inconnues ;

e. *la fixation des ambiguïtés de phase au nombre entier le plus proche :*

Quand elles sont déterminées, les valeurs d'ambiguïté de phase ne sont généralement pas des nombres entiers et doivent par conséquent être fixées aux nombres entiers les plus proches. Pour ce faire, le logiciel de calculs examine les écarts-types des paramètres d'ambiguïté et vérifie qu'ils sont égaux à de petites fractions de cycles. La fixation correcte de l'ambiguïté est indiquée par le facteur de qualité du ratio. Sa valeur doit être plus grande qu'une certaine limite arrêtée en fonction des longueurs des lignes de base mesurées ;

f. *l'extension aux différences doubles et la solution avec ambiguïté fixée (FIX) :*

Les ambiguïtés de phase ayant été fixées, les composantes $(\Delta x, \Delta y, \text{ et } \Delta z)_{FIX}$ du vecteur de ligne de base sont calculées de nouveau. Les composantes $\Delta x, \Delta y$ et Δz du vecteur qui relie les positions des deux récepteurs sont maintenant les seules inconnues restant à résoudre dans l'équation aux différences doubles.

Cette dernière étape du processus de calcul aboutit normalement au résultat final ; la résolution du système d'équations aux différences doubles a pour solution le vecteur de ligne de base déterminé pour une valeur d'ambiguïté égale à un nombre entier (solution FIX).

6.1.7.2 Tests statistiques sur la qualité des résultats

La précision des résultats de calcul d'une ligne de base peut être évaluée au moyen de tests statistiques dont les principaux sont :

- a. Test du ratio : le calcul du rapport entre les deux plus petites valeurs de la variance (σ^2) calculée à partir de différents groupes de nombres entiers fixes est utile quand les ambiguïtés de phase ont été correctement fixées. Le calcul procède généralement avec plusieurs valeurs du nombre entier d'ambiguïté de phase utilisées dans la solution FIX. Toutes les solutions sont calculées avec les valeurs probables des ambiguïtés et la valeur relative de la variance pour l'unité de poids. La proportionnalité est établie entre la seconde variance la plus basse et la variance la plus faible en valeur absolue. Une proportionnalité élevée signifie qu'il y a une différence considérable entre les deux solutions ou encore, une possibilité d'amélioration. Une baisse de la valeur de la variance est une indication que les valeurs du nombre entier ont été fixées correctement. Un ratio inférieur à 1,5 pour les mesures statiques et supérieur à 3 pour les mesures cinématiques est considéré comme acceptable.
- b. Test de la variance de l'unité de poids : celle-ci, qui est également appelée variance de référence, est fixée au départ ; elle doit être proche de la valeur estimée et normalement égale à 1. La procédure consiste à calculer un seuil de variance au moyen d'un test dans lequel les degrés de liberté sont égaux à la redondance. Des valeurs élevées de la variance estimée peuvent signaler la présence de bruit dans le signal liés à des obstacles, ou à des satellites bas sur l'horizon, ou à des trajets multiples, ou à la non prise en compte des effets troposphériques/ionosphériques, ou encore à un calcul incorrect des nombres entiers utilisés pour lever les ambiguïtés de phase.

6.2 Positionnement par mesures électromagnétiques

Les caractéristiques des performances d'un système de navigation électronique sont :

- a. La portée qui est la distance maximale des stations jusqu'à laquelle il est possible de travailler ; elle est liée principalement à la puissance émise et à la sensibilité des récepteurs, deux facteurs spécifiques qui relèvent des fabricants.
- b. La précision²⁵ et l'exactitude²⁶ de la localisation des porteurs ; ces deux facteurs doivent être pris en compte pendant les travaux afin d'apprécier la fiabilité des positions.

Les performances d'un système en matière de précision font référence à deux index particuliers du signal de sortie, à savoir :

- a. La répétabilité ou répétitivité de la précision²⁷, qui est la mesure de la capacité du système à ramener le mobile à une même position. La répétabilité est influencée par les erreurs accidentelles de mesures (dues aux opérateurs, aux instruments et aux anomalies de propagation des ondes électromagnétiques) et par la géométrie du réseau (l'angle d'intersection des lignes de positions individuelles).
- b. La capacité de prévision, qui mesure la capacité du système de navigation à minimiser les écarts entre les observations et les positions estimées à partir du modèle de propagation et de la géométrie du réseau. Pour les moyennes et hautes fréquences, les prédictions de propagation électromagnétique sont sans objet pour le positionnement mais elles deviennent importantes avec toutes leurs complications dans les systèmes à longue portée, et donc pour les basses fréquences.

6.2.1 Précision de la détermination de la position

Quand la précision d'un système de navigation est établie, il convient de spécifier le degré de fiabilité assigné à cette valeur. Bien que la distribution des erreurs soit plus souvent elliptique que circulaire, il est plus simple de s'en tenir à un paramètre unique : le rayon du cercle centré sur le point déterminé.

Le navigateur doit avoir connaissance du % de probabilité de se trouver à l'intérieur d'un tel cercle d'incertitude. En vue des échanges de données, il est important de clarifier la méthode statistique utilisée pour apprécier les performances et d'inclure un degré de précision (ou niveau de confiance) exprimé en % des tests dont les résultats se situent à l'intérieur d'un cercle de rayon déterminé.

Pour les mesures bidimensionnelles (en coordonnées horizontales x et y), les paramètres ont généralement deux valeurs :

- a. l'Erreur Circulaire Probable (**ECP**), rayon d'un cercle dans lequel il y a à peu près une probabilité de 50% de trouver la valeur correcte²⁸;
- b. l'Erreur radiale ou erreur moyenne quadratique de la distance (**σ_d** ou **DRMS**). En faisant l'hypothèse que les emq sont réparties uniformément autour des deux dimensions (σ_x , σ_y)²⁹ d'un repère cartésien orthonormé et que la distribution des erreurs est normale et non corrélée, il est possible d'écrire la relation suivante :

²⁵ (« Précision » – OHI S-32 –1994, art. 3987)

²⁶ (« Degré de conformité du résultat d'une mesure avec la valeur vraie de la quantité mesurée ». ou encore « degré d'approximation avec lequel peut s'exprimer le résultat d'une mesure ou d'un traitement » - OHI S-32 – cinquième édition 1994, art. 21 et 3987).

²⁷ (« Dans un système de navigation, mesure de l'exactitude avec laquelle le système permet à l'utilisateur de revenir à une position qui n'a été définie que par les éléments de coordonnées propres à ce système..... La règle de passage entre les coordonnées géographiques et les coordonnées du système peut indifféremment être connue ou non. On dit aussi *répétabilité* » - (IHO S-32-cinquième édition 1994, art. 4335-4336).

²⁸ (Voir aussi l'erreur équiprobable: IHO S-32-cinquième édition 1994- art. 1689)

²⁹ (Voir aussi la définition de l'écart type: IHO S-32-cinquième édition 1994-art. 1695)

$$DRMS = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2} = \sqrt{2 \cdot \sigma^2} = 1,414 \cdot \sigma \quad (2.65)$$

Généralement, on utilise une mesure à **2DRMS**, ce qui correspond à un niveau de confiance de 98,5%.

6.2.2 Lignes de position (LOP)

En limitant les distances à moins de 60 milles dans l'étude des systèmes de radionavigation, il est acceptable d'assimiler la surface de la terre à un plan et, pour les plus grandes distances, les lignes de position à des arcs de grands cercles.

Les systèmes les plus souvent utilisés en radionavigation définissent des lignes de position circulaires et hyperboliques produites par des différences de temps Δt ou des différences de phase $\Delta \phi$ et dont l'intersection est la position recherchée. De telles mesures sont transformées respectivement en différences de distances (LOP hyperboliques) ou en distances directes (LOP circulaires) définies par les relations :

$$\Delta d = c \cdot \Delta t \quad (2.66)$$

$$\Delta d = \frac{c}{f} \cdot \left[\left(\frac{\Delta \phi}{2\pi} \right) + n \right] \quad (2.67)$$

où :

- Δd : est la différence de distance ;
- c : est la vitesse de propagation des ondes électromagnétiques ;
- Δt : est la différence de temps mesuré ;
- $\Delta \phi$: est la différence de phase mesurée ;
- f : est la fréquence de l'onde sur laquelle est effectuée la mesure $\Delta \phi$;
- n : est le nombre entier de cycles de l'onde reçue.

Une erreur de mesure de Δt ou de $\Delta \phi$ se traduit par une erreur du numéro de la ligne de position tandis qu'un écart de c par rapport à sa valeur normale crée une distorsion du modèle tout entier.

6.2.3 Lignes de position circulaires (C LOPs)

En mesurant une distance à un point de coordonnées connues, on détermine une LOP qui est un cercle centré sur la position et qui admet la distance mesurée pour rayon. L'erreur dans la mesure d'une distance influence et modifie la LOP relative en produisant une bande d'incertitude dont les proportions, caractérisées par l'écart type de la mesure, sont indépendantes de la distance.

L'intersection de deux lignes de positions mesurées respectivement à partir de deux points connus et affectées par une erreur produit une région d'incertitude à l'intérieur de laquelle se trouve la vraie position du mobile. Cette région a généralement la forme d'un parallélogramme. Les systèmes circulaires sont caractérisés par le fait que l'angle d'intersection entre les LOP varie dans la zone couverte et, pour un point courant P, est égal à l'angle formé par les rayons vecteurs reliant P aux stations.

Dans le cas d'un σ égal pour les deux familles de circonférences, l'erreur radiale tirée de (2,65) devient alors :

$$d_{RMS} = \frac{\sqrt{2\sigma^2}}{\sin \alpha} = \frac{1,414 \cdot \sigma}{\sin \alpha} \quad (2.68)$$

où α est l'angle d'intersection des deux LOP.

Considérant que σ est constant dans la zone, il en ressort que dans les systèmes circulaires, d_{RMS} est entièrement dépendant de l'angle d'intersection des LOP. Les courbes d'égal d_{RMS} sont celles qui voient les deux stations sous un même angle, c.à.d les arcs capables aboutissant aux deux stations.

6.2.4 Lignes de position hyperboliques (H LOPs)

Une hyperbole est une « *courbe ouverte constituée de deux branches, à deux axes de symétrie perpendiculaires, lieu des points d'un plan dont la différence des distances à deux points fixes appelés foyers est constante* » (IHO S-32-cinquième édition 1994 - art.2353).

Rapportées à un système cartésien orthonormé, ce sont des courbes symétriques par rapport aux deux axes et à l'origine.

En navigation électronique hyperbolique, le segment de l'axe des abscisses situé entre les deux foyers A et B est appelé ligne de base. Deux points fixes dans un plan peuvent être les foyers d'un nombre infini d'hyperboles qui diffèrent chacune par un paramètre et constituent une famille.

Dans un système de navigation hyperbolique construit sur ce modèle, on constate :

- a. que les hyperboles d'une même famille coupent la ligne de base à intervalles réguliers;
- b. que la distance entre deux hyperboles augmente avec la distance à la ligne de base.

En réalité, les LOP obtenues à partir des systèmes de radionavigation hyperboliques sont des hyperboloïdes. Deux stations radio synchronisées et localisées aux foyers d'une famille d'hyperboloïdes peuvent être couplées chacune à une ou plusieurs autres stations, formant ainsi un réseau hyperbolique. L'observateur est situé à l'intersection d'hyperboloïdes produits chacun par deux stations radio. Avec les mesures faites à bord, l'observateur peut déterminer sa position en identifiant les hyperboles tracées sur les cartes ou en entrant dans des tables spéciales construites à cet effet.

6.2.5 Méthodes de détermination des LOP par ondes électromagnétiques (EW LOPs)

Une LOP par onde électromagnétique peut être produite par la mesure directe ou indirecte :

- a. d'une distance;
- b. ou d'une différence de distances.

Les mesures qui, dans l'espace, expriment une distance, sont en réalité obtenues par la transformation de deux types de mesures possibles quoique différentes:

- a. mesures des différences de phase ;
- b. mesures des différences de temps.

6.2.6 Mesures des différences de phase

Les distances directes ou les différences de distances peuvent être déterminées à partir de mesures de différences de phases.

- a. Mesures des distances directes :

Soit un système constitué

- d'un point A situé sur la surface de la Terre et de coordonnées connues dans un système de référence donné,

- d'une station positionnée en A et émettant une onde électromagnétique continue de fréquence f ,
- d'un point courant P,
- d'un récepteur situé en P et capable de mesurer les différences de phases de l'onde électromagnétique et de connaître en permanence les positions de A et de P.

Pour rendre un tel système possible, le récepteur P doit disposer d'un générateur de fréquence stable synchronisé avec la station émettrice A.

Les conditions de propagation dans l'environnement qui sépare la station du récepteur étant supposées connues, il est possible de mesurer constamment la phase de l'onde radio émise par A et de faire une comparaison avec celle de l'onde reçue en P.

À partir de cette mesure de déphasage, il est possible d'obtenir une distance modulo 2π (360°) entre la station émettrice et le récepteur. La LOP correspondante est représentée sur la terre par la circonférence de centre A et ayant pour rayon la distance calculée.

Appelons voie (*lane*) l'espace circulaire séparant deux LOP ayant une différence de phase de 360° . Une telle voie est située entre deux circonférences de même phase, modulo 2π ; elle a par conséquent une largeur égale à la longueur d'onde.

Les erreurs de mesure sont exprimées en cels (*cents of lanes*).

b. Mesures des différences de distances :

Deux émetteurs radio de même fréquence sont installés sur des points de coordonnées connues A et B situés sur la surface de la terre. Un récepteur capable de recevoir séparément les signaux émis par les deux stations et de calculer, en même temps, leur différence de phase par rapport aux signaux originaux est installé en un point P. La mesure des déphasages modulo 2π (360°) permet au récepteur de calculer la différence des distances entre les deux stations A et B.

L'hyperbole étant définie comme le lieu des points pour lesquels la différence des distances à deux foyers est constante, il en résulte que chaque point d'une même hyperbole a la même différence de phase.

On en conclut qu'une mesure de différence de phase définit une LOP hyperbolique.

Pour une voie donnée, un récepteur n'étant capable de mesurer qu'une valeur absolue de la différence de phase, comptée de 0° à 360° , il en résulte une ambiguïté due au fait que la différence est positive d'un côté de l'hyperbole et négative de l'autre.

Des techniques appropriées permettent de s'assurer que les mesures sont toujours positives. La différence de phase est exprimée généralement en centième de voies (*cels*).

L'identification des voies correspondant à un même déphasage rend indispensable de connaître le numéro de la voie dans laquelle le récepteur a été positionné lors de sa mise en fonction afin d'initialiser le système de comptage qui enregistre numériquement chaque franchissement de bande (comptage des hyperboles).

6.2.7 Mesure des différences de temps

La mesure d'une différence de temps implique à la fois la mesure d'un intervalle temporel délimité par deux instants enregistrés successivement et la mesure de la différence entre deux de ces intervalles.

Les deux différentes façons d'interpréter cette quantité permettent d'identifier deux types de mesure : les mesures de distance et les mesures de différences de distances.

a. Mesures de distances :

La distance est obtenue par la mesure du temps écoulé entre l'émission d'un signal, à un instant donné, par une station de position connue et sa réception par une autre station.

Ce qui relie la mesure de cet intervalle de temps à une distance est la vitesse de propagation des ondes électromagnétiques. Par conséquent, la capacité de prévoir les anomalies de propagation définit la capacité du système de positionnement.

b. Mesures de différences de distances :

Deux stations émettrices A et B sont placées à des positions de coordonnées connues.

Les signaux émis par les deux stations parviennent séquentiellement à un récepteur. Avec des techniques appropriées, il est possible de mesurer la différence de temps séparant les arrivées des signaux, laquelle est fonction des différences de distances du récepteur aux deux stations.

La mesure de différence de temps est faite des deux côtés de l'hyperbole, ce qui est une source d'ambiguïté, le récepteur n'étant pas capable d'établir l'ordre d'arrivée des deux pulsations. Pour éliminer cette ambiguïté, la transmission des pulsations n'est pas simultanée mais séquentielle, et après introduction d'un *coding delay* dans la station qui émet en second.

6.3 Systèmes acoustiques

Les systèmes de positionnement acoustiques ont été développés à l'origine aux États-Unis dans le cadre des études de lutte anti-sous-marines des années 1960. Depuis, ces systèmes ont joué un rôle important dans le positionnement des appareils remorqués, des ROVs et dans la plupart des activités offshore de l'industrie des hydrocarbures, de l'exploration initiale jusqu'au développement et à l'entretien des sites. Les innovations et les techniques d'amélioration les plus récentes ont été également utilisées à des fins militaires.

Le positionnement acoustique possède une haute répétabilité pour une région limitée, même à grande distance des côtes. Pour de nombreux utilisateurs, la répétabilité est plus importante que la précision absolue, bien que l'avènement des GPS et des technologies inertielles (GPS/INS) automatisées rende maintenant possible d'obtenir à la fois une précision et une exactitude également hautes.

Les développements des GPS modernes tels que les DGPS, WADGPS et RTKGPS ont pu réduire l'usage de systèmes acoustiques dans des domaines tels que les études sismiques et le suivi des flûtes. Cependant, pour positionner les plateformes de forage sur les têtes de puits (que la plateforme soit ancrée ou en positionnement dynamique), le suivi des ROVs etc., le positionnement acoustique demeure une technique importante. De plus, dans les régions où les effets des taches solaires (particulièrement sensibles autour de l'équateur magnétique et dans les régions polaires) sont susceptibles de créer des interférences avec le DGPS, les systèmes acoustiques peuvent être une sauvegarde utile pour le GPS.

Les systèmes de positionnement acoustiques mesurent des distances et des directions à partir d'un champ de balises déployées sur le fond ou fixées sur des ROVs ou des engins remorqués. La précision dépendra de la technique utilisée, des portées et des conditions environnementales. Elle varie de quelques mètres à quelques centimètres.

Les systèmes de positionnement acoustiques, produits par plusieurs fabricants, sont généralement disponibles dans les gammes standard citées ci-après :

<u>Gamme de fréquence</u>	<u>Fréquence</u>	<u>Portée maximale</u>
Basse fréquence (LF)	8 – 16 kHz	> 10km
Moyenne fréquence (MF)	18 – 36 kHz	2 – 3½ km
Haute fréquence (HF)	30 – 64 kHz	1500 m
Extra haute fréquence (EHF)	50 – 110 kHz	<1000 m
Très haute fréquence (VHF)	200 – 300 kHz	<100 m

6.3.1 Techniques de positionnement acoustique

Trois techniques fondamentales sont utilisées dans les systèmes de positionnement acoustiques : les lignes de base longues, les lignes de base courtes et les lignes de base super ou ultra-courtes avec quelques systèmes mixtes modernes qui utilisent une combinaison de ces techniques.

6.3.1.1 Méthode de positionnement « base longue » (LBL)

Les systèmes acoustiques LBL peuvent déterminer la position précise, dans une vaste zone, d'un navire, de senseurs remorqués ou d'une cible mobile, en mesurant leurs distances à trois transpondeurs ou plus localisés en des positions connues sur le fond de la mer. Les transpondeurs sont interrogés par un transducteur fixé sur la coque du navire. Les lignes passant par un couple de transpondeurs posés au fond sont appelées **lignes de base**. Leur longueur peut varier de 50 m à plus de 6 km selon la profondeur, la topographie des fonds, la fréquence acoustique et les conditions environnementales.

La méthode LBL fournit un contrôle local précis et une haute répétabilité. S'il y a redondance, c.-à-d. 3 lieux ou plus, la qualité de chaque point peut aussi être estimée.

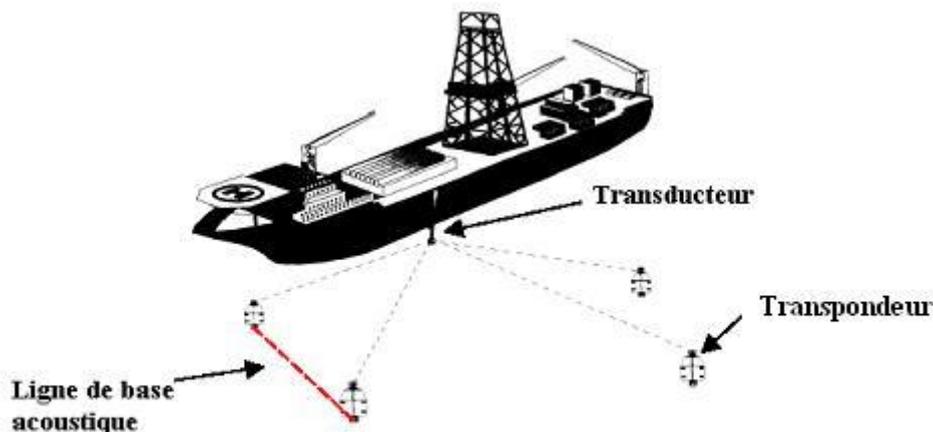


Fig. 2.21 « Positionnement acoustique base longue »

Étalonnage des systèmes LBL

Les champs de balises ne peuvent pas être déployés au fond de la mer aussi précisément que les systèmes terrestres. Cependant, une fois mouillés, les transpondeurs doivent être positionnés relativement l'un par rapport à l'autre et rattachés au système géodésique en usage. Ceci est réalisé en utilisant un GPS et le processus d'étalonnage comporte généralement les trois étapes suivantes :

- Géométrie relative du réseau : le positionnement relatif est effectué en adoptant l'un des transpondeurs comme origine du réseau et en définissant son orientation par la direction de l'axe qu'il forme avec un deuxième transpondeur. Pour ce faire, le navire suit des

routes au hasard dans la zone en s'efforçant de couper au moins une fois chaque ligne de base à angle droit et de rassembler des ensembles valides de distances obliques. Ces distances peuvent par la suite être traitées pour trouver les positions relatives des transpondeurs par trilatération et ajustement rigoureux.

- b. L'orientation : le processus d'orientation du réseau implique que le navire parcoure à cap constant trois segments formant un angle de 90° à 120° les uns par rapport aux autres. On observe deux positions acoustiques bien séparées sur chaque segment. L'effet du courant de marée est annulé par les changements de cap et le réseau est orienté au nord tel qu'il est défini par les positions GPS ou par le gyrocompas du navire.
- c. Positionnement absolu : il est réalisé par comparaison des positions acoustiques calculées à partir du champ de balises et des positions GPS.

6.3.1.2 Méthode de positionnement « base courte » (SBL)

Les méthodes SBL remplacent les lignes de base longues formées entre transpondeurs par des bases courtes entre points de référence situés sur la coque d'un navire de surface, c.-à-d. que la référence des coordonnées est maintenant liée au navire et non plus au fond de la mer. Trois ou quatre transducteurs séparés de 10 à 100 mètres sont fixés sur la coque et connectés à un processeur acoustique embarqué.

Les cibles sous-marines ou les positions du fond sont marquées par des balises acoustiques dont les émissions sont reçues par les transducteurs de coque. Les signaux de retour, ainsi que la célérité c du son dans la colonne d'eau, sont transmis à un processeur central qui calcule la compensation horizontale entre le navire et la balise. Comme pour la méthode LBL, les observations redondantes sont utilisées pour estimer la qualité et la précision de la position.

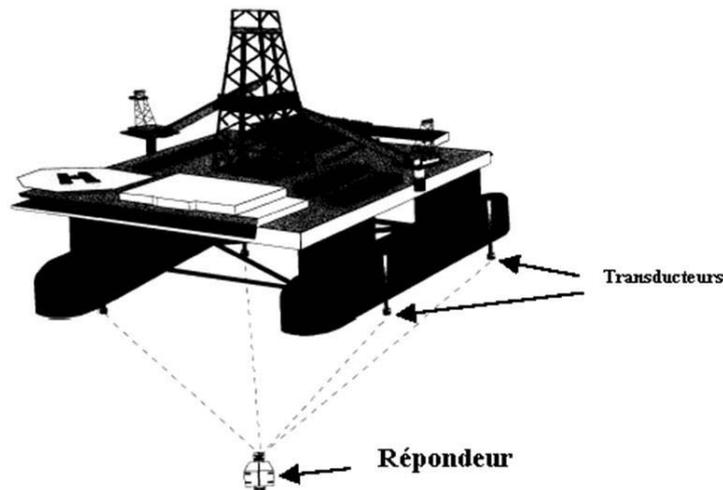


Fig. 2.22 « Positionnement acoustique base courte »

La position des transpondeurs de coque doit être déterminée avec précision lors de leur installation. Des mesures de cap, de roulis, de tangage et de célérité doivent être exécutées pendant les travaux.

6.3.1.3 Méthode de positionnement base « super- » ou « ultra-courte » (SSBL ou USBL)

Dans un système USBL les trois ou quatre transpondeurs du système SBL sont remplacés par une seule unité de coque constituée par un réseau de transducteurs. Les méthodes de comparaison de phases sont utilisées pour mesurer l'angle d'arrivée du signal acoustique dans les deux plans, horizontal et vertical. Il n'y a donc, qu'un seul transducteur mouillé au fond ou installé sur une cible (par ex. un sonar remorqué) à positionner en relèvement/distance par rapport au navire.

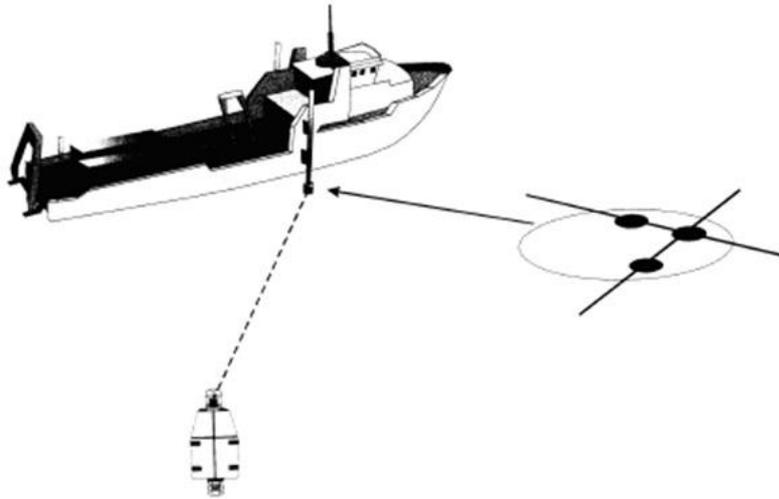


Fig. 2.23 « Positionnement acoustique base ultra-courte »

La méthode USBL offre un système de référence simple pour les navires à positionnement dynamique et pour le suivi des engins remorqués et ROVs.

Bien que l'installation d'un transducteur USBL soit plus commode à réaliser, elle exige des ajustements et un étalonnage soignés. La référence au cap est indispensable et le relèvement doit être compensé afin de tenir compte du roulis et du tangage ainsi que de la réfraction dans la colonne d'eau. Contrairement aux méthodes LBL et SBL, les mesures USBL ne sont pas redondantes ; leur précision peut être estimée à une valeur comprise entre 0,5 et 1% de la distance oblique.

6.3.1.4 Systèmes combinés

Ces systèmes combinent les avantages de toutes les méthodes précédentes pour fournir une position très fiable avec un bon niveau de redondance. Il y a plusieurs variétés de systèmes combinés :

- lignes de base longue et ultra courte (LUSBL)
- lignes de base longue et courte (LSBL)
- lignes de base courte et ultra courte (SUSBL)
- lignes de base longue, courte et ultra courte (LSUSBL)

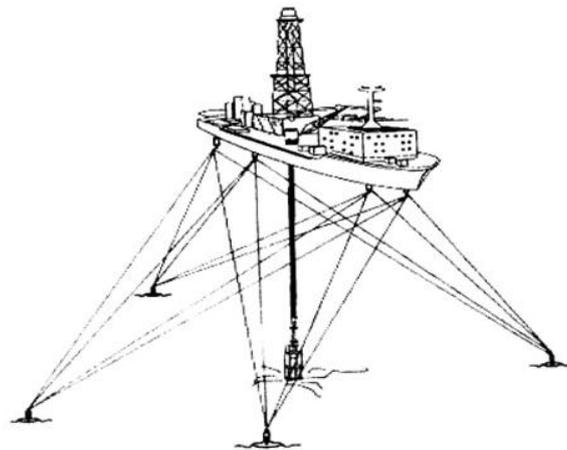


Fig. 2.24 Système combiné LSUSBL

6.3.1.5 Systèmes à utilisateurs multiples

Les systèmes à utilisateurs multiples sont nécessaires quand plusieurs plateformes voisines souhaitent utiliser un même système acoustique, par exemple quand un navire de forage opérant dans un champ pétrolier est voisin d'une barge de construction, d'une barge de pose de pipe-line et d'un navire de soutien de ROV, tous en station par positionnement dynamique. Il peut en résulter une « pollution acoustique » non négligeable. Pour y remédier, les solutions suivantes sont, ou bien opérationnelles, ou en développement (2004) :

- systèmes basés sur l'interrogation d'une unique balise « Maître » ;
- un navire de surface « Maître », avec synchronisation radio télémétrique avec les autres plateformes ;
- création de plusieurs canaux dans une même bande par traitement du signal ;
- usage de bandes de fréquences dédiées pour chaque type d'opérations.

6.3.2 Principes de mesure

Mesure de distances :

- Si la distance oblique (R) est déterminée par interrogation d'un transpondeur et θ est connu, alors : $R = ct/2$ et la distance horizontale (Y) est déterminée par : $Y = R \sin \theta$.
- Si le transpondeur est remplacé par une balise équipée d'un simple *pinger*, la distance oblique ne peut pas être obtenue directement et la profondeur doit être connue pour calculer la distance horizontale : $Y = D \tan \theta$.
- La connaissance de la célérité (c) permet à θ d'être calculé par mesure des différences de temps d'arrivée du signal aux hydrophones 1 & 2 (Figures 2.25 & 2.26). Par conséquent les mesures d'angles entre les transducteurs/hydrophones et la balise peuvent être déterminées.

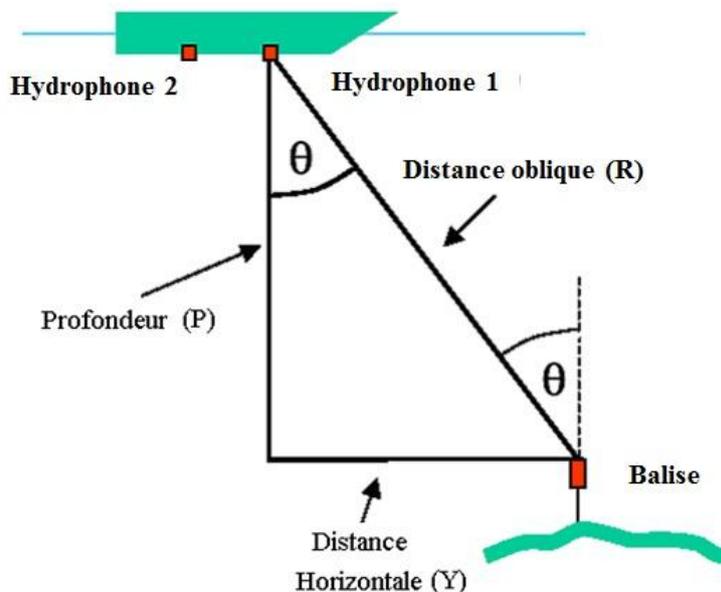


Fig. 2.25 « Mesure de distances »

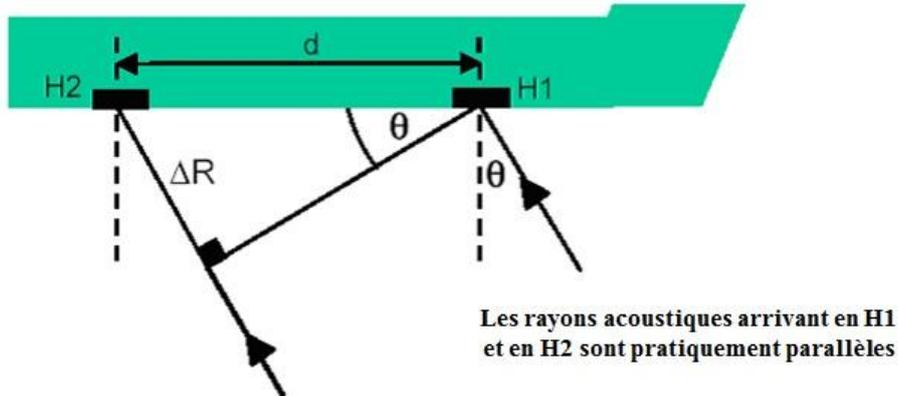
Mesure d'angles :

Fig. 2.26 « Mesure d'angles »

Si la célérité du son est connue, on peut écrire : $\Delta R = c\Delta t$ et $\sin \theta = c\Delta t / d$

où : c est la célérité du son
 Δt est la différence des temps de réception du signal en H1 et en H2
 d est la distance entre transducteurs/éléments du transducteur/ hydrophones

- Un troisième transducteur monté perpendiculairement à H1 et H2 permet de déterminer le relèvement de la balise.
- Quand un navire est positionné à l'aplomb d'un transpondeur, deux hydrophones situés à la même distance par rapport à l'axe recevront des signaux en phase. C'est une technique pratique en positionnement dynamique car tout écart par rapport à la station se traduit alors par un déphasage.

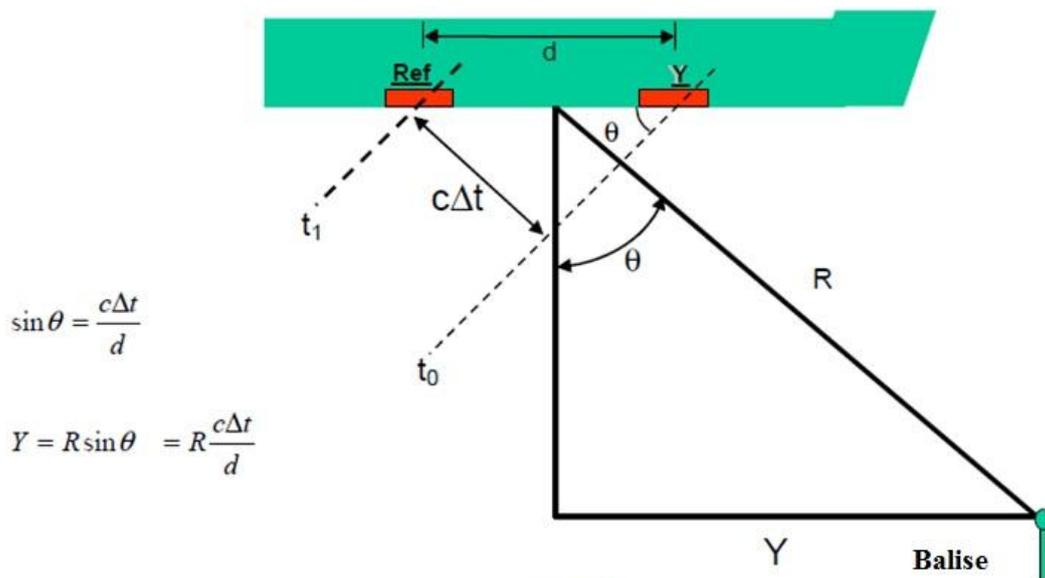


Fig. 2.27

Calcul de la position sur un trièdre orthonormé

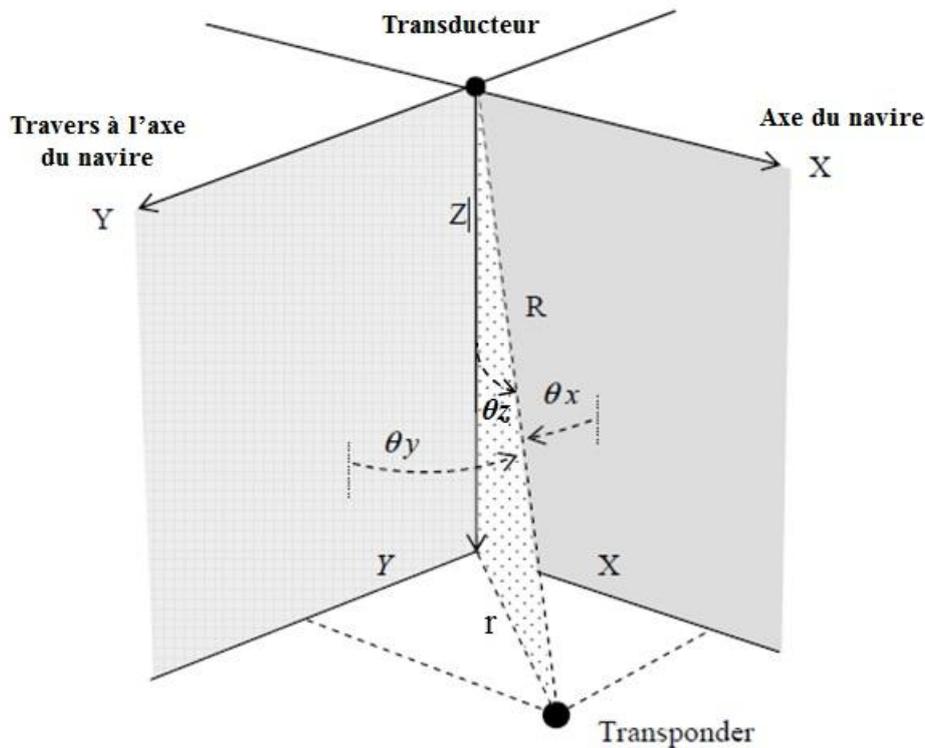


Fig. 2.28

$$X = R \sin \theta_z \cos \theta_x$$

$$Y = R \sin \theta_z \cos \theta_y$$

$$Z = R \cos \theta_z$$

Note : Le calcul de la position nécessite des corrections :

- de roulis, de tangage et de pignonement ;
- d'alignement de l'hydrophone (à la construction) ;
- d'offset de l'hydrophone (terme constant) ;
- d'offset du transpondeur (terme constant).

La coordonnée Z étant calculée à partir de données acoustiques, l'information de profondeur peut être utilisée pour améliorer la précision du positionnement à condition d'avoir une bonne connaissance du gradient de température. La précision du positionnement est considérée comme étant meilleure que 1% de la distance oblique.

6.3.3 Précision et sources d'erreurs

La précision totale d'un signal acoustique dépend de :

- la précision avec laquelle le champ de balises est positionné dans le système de référence géodésique ;
- la détermination et la suppression des trajets multiples (réflexions parasites). Ce phénomène est particulièrement marqué dans les régions comportant des structures fixes telles que des plateformes de production et l'effet est encore plus remarquable pour les systèmes SSBL et SBL que pour les systèmes LBL ;
- la détermination exacte de la célérité du son, de son gradient et du diagramme de propagation ;

- c. la valeur de la réfraction ;
- d. la fréquence utilisée. La précision augmente avec la fréquence mais la portée diminue et il faut une plus grande puissance d'émission ;
- e. la géométrie du point calculé et, dans une certaine mesure, de la topographie du fond c.-à-d. existence ou non d'une « ligne de visée » entre les transpondeurs ;
- f. la sophistication du système de traitement de données et du logiciel utilisés ;
- g. et des erreurs de mesure du temps en raison du bruitage des signaux reçus. Le bruit est constitué :
 - de bruit ambiant (NA) : vagues, vent, pluie, animaux marins.
 - de bruit propre (NS) : propulsion, machines, sillage.
 - de réverbération (NR) : réverbération de volume, surface de la mer, structures du fond de la mer.

Le rapport signal sur bruit (SNR) est égal à $E - N$

où $E = SL$ (*Source level*) – TL (*Transmission loss*)
 N (*Noise*) = $20 \log_{10} NT$

et $NT = (NA^2 + NS^2 + NR^2)^{1/2}$

6.3.3.1 Structure de la célérité du son dans l'eau de mer

L'eau de mer n'est pas un milieu uniforme ni isotrope et par conséquent la célérité du son est affectée par les changements de température (facteur dominant), de salinité et de profondeur (pression). La valeur moyenne de la célérité augmente approximativement comme suit:

- 4,2 m/s pour chaque augmentation de 1°C de température ;
- 1,1 m/s pour chaque augmentation d'une partie pour mille de salinité ;
- 1 m/s pour chaque augmentation de 60 mètres de profondeur.

Tous les systèmes exigent une connaissance précise de la célérité moyenne et de préférence la connaissance du profil de célérité. Ceci est obtenu habituellement en utilisant une sonde STD (*Salinity - Temperature - Depth*) indépendante ou un profileur de célérité.

6.4 Techniques optiques

Les paragraphes qui suivent ne contiennent qu'un bref résumé des méthodes traditionnelles employées en dragage et pour les levés des ports et chenaux. La plupart de ces méthodes ne sont plus utilisées du fait de l'emploi du GPS différentiel, cependant elles sont encore valides. Le chapitre 7 contient une explication plus détaillée de ces méthodes pour les levés hydrographiques.

6.4.1 Levé à la cordelle (sondage avec corde graduée)

Le sondage à la cordelle est utilisé comme méthode additionnelle de positionnement. Il nécessite une corde graduée tenue par un opérateur qui se tient en bordure de quai. A bord du porte-sondeur, un autre opérateur dévide la corde avec un treuil en veillant à la garder toujours tendue.

L'embarcation commence lentement le sondage, généralement perpendiculaire au quai ou à la plage, tandis qu'un opérateur muni d'un cercle hydrographique ou d'un autre instrument optique vérifie la direction suivie.

6.4.2 Positionnement par cercle hydrographique (relèvements inverses)

Ce système nécessite au moins deux opérateurs à bord du porte-sondeur, chacun utilisant un cercle hydrographique.

Les opérateurs mesurent la différence d'azimut de points sélectionnés lors de la préparation. Chaque visée obtenue pendant le levé permet de construire une LOP. La détermination du point nécessite un minimum de deux LOP.

6.4.3 Positionnement par profil guidé et traversiers

La visée directe garantit une plus grande précision, mais elle exige la présence d'au moins deux opérateurs à terre et un système de communication fiable avec le porte-sondeur.

Le premier opérateur, muni d'un théodolite (ou d'un cercle hydrographique), guide le porte-sondeur le long d'un profil, en communiquant par radio toute information nécessaire au guidage, tandis que les autres opérateurs, positionnés en station, effectuent des visées traversières et/ou des mesures de distance à intervalle de temps convenu.

6.4.4 Positionnement par azimuts/distances (systèmes mixtes optique et électromagnétique)

Cette méthode permet de calculer une position par intersection orthogonale de deux LOP. Un distancemètre associé à un théodolite (ou à une station totale combinant visées optiques et mesures de distances) positionne le porte-sondeur par azimuts/distances.

RÉFÉRENCES

- | | | |
|--|---|---|
| Admiralty | <i>“Manual of Hydrographic Surveying”</i> | Hydrographic Department
Admiralty (UKHO), Vol. I (1965) and Vol. II (1970)
Prentice Hall International (UK) Ltd, 1991 |
| Börje Forssell | <i>“Radio navigation system”</i> | Prentice Hall International (UK) Ltd, 1991 |
| Cina A. | <i>“GPS Principi Modalità e Tecniche di Posizionamento”</i> | Celid, Prima edizione – 2000 |
| Costa L. | <i>“Topografia”</i> | Cooperativa Libreria Universitaria – Genova, Prima ristampa – 2001 |
| Laurila Simo H. | <i>“Electronic Surveying in practice”</i> | John Wiley & Sons, Inc New York (USA), January 1983 |
| NOAA
Melvin J. Umbach
Rockville, Md. | <i>“Hydrographic Manual”</i> | U.S. Department of Commerce
National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA)
National Ocean Service (NOS), Fourth Edition 4 th July 1976 |
| OHI | <i>“Dictionnaire hydrographique” S-32</i> | Organisation Hydrographique Internationale, Monaco, 5 ^{ème} édition – 1994 |
| OHI | <i>“Normes de l'OHI pour les levés hydrographiques» S-44</i> | Organisation Hydrographique Internationale, Monaco, 5 ^{ème} édition – 2008 |
| Surace Luciano | <i>“La georeferenziazione delle informazioni territoriali” 1998</i> | Estratto dal "Bollettino di geodesia e scienze affini", 1998 |
| USACE | <i>EM 1110-2-1003
“Hydrographic Surveying”</i> | U.S. Army Corps of Engineers, Department of the Army, Washington, 1 January 2002 |
| USACE | <i>EM 1110-1-1004
“Geodetic and Control</i> | U.S. Army Corps of Engineers, Department of the Army, Washington, 1 |

	<i>Surveying</i>	June 2002
USACE	<i>EM 1110-1-1003</i> <i>“NAVSTAR Global Positioning System Surveying”</i>	U.S. Army Corps of Engineers, Department of the Army, Washington, 1 July 2003
USACE	<i>EM 1110-1-1005</i> <i>“Topographic Surveying”</i>	U.S. Army Corps of Engineers, Department of the Army, Washington, 31 August 1994

BIBLIOGRAPHIE

- | | | |
|--|--|---|
| Admiralty | <i>“Manual of Hydrographic Surveying”</i> | Hydrographic Department
Admiralty (UKHO), Vol. I (1965)
and Vol. II (1970) |
| Cina A. | <i>“GPS Principi Modalità e Tecniche di Posizionamento”</i> | Celid, Prima edizione – 2000 |
| Costa L. | <i>“Topografia”</i> | Cooperativa Libreria Universitaria
– Genova, Prima ristampa – 2001 |
| Forssell Börje | <i>“Radio navigation system”</i> | Prentice Hall International (UK)
Ltd, 1991 |
| II 3100. | <i>“Manuale dell’Ufficiale di Rotta”</i> | Istituto Idrografico della Marina,
Genova, Quinta edizione – 1992 /
Prima ristampa – 1998 |
| Ingham Alan E. | <i>“Sea Surveying”</i> | John Wiley & Sons, Inc
New York (USA), July 1974 |
| Laurila Simo H. | <i>“Electronic Surveying and Navigation”</i> | John Wiley & Sons, Inc
New York (USA), 1976 |
| Laurila Simo H. | <i>“Electronic Surveying in practice”</i> | John Wiley & Sons, Inc
New York (USA), January 1983 |
| NOAA
Melvin J. Umbach
Rockville, Md. | <i>“Hydrographic Manual”</i> | U.S. Department of Commerce
National Oceanic and Atmospheric
Administration (NOAA)
National Ocean Service (NOS),
Fourth Edition 4 th July 1976 |
| NOAA | NOS Hydrographic Surveys
<i>“Specifications and Deliverables”</i> | U.S. Department of Commerce
National Oceanic and Atmospheric
Administration (NOAA)
National Ocean Service (NOS),
March 2003 |
| NorMas
FC 1028. | <i>“Norme di Massima per i Rilievi Idrografici”</i> | Istituto Idrografico della Marina,
Genova, Seconda edizione – 1978 |
| OHI | <i>“Dictionnaire hydrographique” S-32</i> | Organisation Hydrographique
Internationale, Monaco, 5 ^{ème}
édition – 1994 |
| OHI | <i>“Normes de l’OHI pour les levés hydrographiques» S-44</i> | Organisation Hydrographique
Internationale, Monaco, 5 ^{ème}
édition – 2008 |
| Romagna
Manoia G. | <i>“Manuale di Idrografia per la costruzione delle carte marine</i> | Accademia Navale di Livorno,
terza edizione – 1949 |

Sinapi Luigi	<i>“Lezioni di Idrografia teorica ed operativa”</i>	Napoli, A.A. 2002/2003
Surace Luciano	<i>“La georeferenziazione delle informazioni territoriali” 1998</i>	Estratto dal "Bollettino di geodesia e scienze affini", 1998
USACE	<i>EM 1110-2-1003</i> <i>“Hydrographic Surveying”</i>	U.S. Army Corps of Engineers, Department of the Army, Washington, 1 st January 2002
USACE	<i>EM 1110-1-1004</i> <i>“Geodetic and Control Surveying”</i> 1 st June 2002	U.S. Army Corps of Engineers, Department of the Army, Washington.
USACE	<i>EM 1110-1-1003</i> <i>“NAVSTAR Global Positioning System Surveying”</i>	U.S. Army Corps of Engineers, Department of the Army, Washington, 1 st July 2003
USACE	<i>EM 1110-1-1005</i> <i>“Topographic Surveying”</i>	U.S. Army Corps of Engineers, Department of the Army, Washington, 31 August 1994

PAGE LAISSÉE INTENTIONNELLEMENT EN BLANC

CHAPITRE 3 DETERMINATION DE LA PROFONDEUR

1. INTRODUCTION

La détermination de la profondeur est une tâche importante pour l'hydrographe, qui nécessite des connaissances spécifiques du milieu, de l'acoustique sous-marine, de l'ensemble des éléments disponibles pour la mesure du fond, des capteurs supplémentaires pour l'attitude et le pilonnement et des procédures propres pour appliquer les normes internationales recommandées pour la précision et la couverture des fonds telles qu'édictées dans la 5^{ème} édition de la publication S-44 de l'OHI.

Le plomb de sonde et la perche étaient les premières méthodes utilisées pour la mesure directe de la profondeur de l'eau. Leur principe de fonctionnement très simple fut mis en œuvre pendant plusieurs centaines d'années.

Le sondeur acoustique à faisceau vertical unique, dérivé des sonars militaires, est un développement majeur qui fut utilisé pour les levés hydrographiques à partir des années 1950.

A partir des années 1980, les levés hydrographiques connurent un changement conceptuel dans la méthodologie et la technologie de la mesure du fond. Les sondeurs multifaisceaux (SMF en français, ou MBES en anglais) et les systèmes de levé laser aéroporté (lidar) offrent aujourd'hui une couverture surfacique presque totale des fonds marins. L'augmentation drastique de la densité de données et des taux d'acquisition conduisit corrélativement à une augmentation explosive des fichiers de données bathymétriques et des données complémentaires.

Les équipements situés à la pointe de la technologie ont été évalués par le groupe de travail sur la S-44 préparant la 4^e édition de 1998, comme suit :

Les sondeurs acoustiques monofaisceaux ont atteint une précision meilleure que le décimètre dans les eaux peu profondes. Le marché offre une grande variété d'équipements, de fréquences, taux d'impulsion, etc. et permet de satisfaire la plupart des besoins des utilisateurs, et en particulier des hydrographes.

La technologie du sondeur multifaisceaux se développe rapidement et offre un grand potentiel pour une couverture précise et totale des fonds marins si elle est utilisée avec les procédures appropriées et à condition que la résolution du système soit adéquate pour une détection acceptable des dangers à la navigation.

Le sondage par laser aéroporté est une nouvelle technologie qui offre des gains de productivité substantiels pour les levés dans les eaux claires et peu profondes. Les systèmes lidar sont capables de mesurer des profondeurs jusqu'à 50 mètres ou plus.

Malgré ces nouvelles technologies, le sondeur acoustique vertical reste encore un équipement couramment utilisé pour les levés hydrographiques dans le monde entier. Ces sondeurs sont aussi passés de l'enregistrement analogique au numérique, avec des précisions et une exactitude plus grandes et des caractéristiques spécifiques permettant de répondre à des besoins plus variés. L'utilisation de sondeurs numériques couplés à des centrales d'attitude, à des systèmes de positionnement satellital comme le GPS et à des logiciels d'acquisition de données ont permis d'optimiser la productivité et de réduire le personnel nécessaire à l'exécution des levés.

Le sondeur multifaisceaux (SMF) est devenu un outil précieux pour la détermination des profondeurs sur la totalité des fonds marins et un nombre croissant de services hydrographiques nationaux privilégie le SMF pour collecter des données bathymétriques utilisées dans la production de nouvelles cartes. L'acceptation des données SMF pour les cartes marines est un signe de confiance croissante dans les capacités impressionnantes de cette technologie. Pour cette raison, il est essentiel que les planificateurs et opérateurs chargés de l'acquisition des données et du contrôle de qualité aient une connaissance approfondie du fonctionnement des SMF et une bonne expérience dans l'interprétation et la validation des données.

Les systèmes de sondage par lasers aéroportés sont utilisés par quelques services hydrographiques. Ces systèmes ont des taux d'acquisition de données très élevés et sont particulièrement adaptés aux levés côtiers et dans les eaux peu profondes. Cependant, le coût élevé des équipements utilisés dans la collecte des données et les opérations ne permettent pas encore une utilisation plus systématique.

La section 2 de ce chapitre est relative aux connaissances nécessaires à la compréhension de la propagation des ondes sonores dans l'eau ainsi qu'à leurs caractéristiques physiques et leurs paramètres. La section 3 présente les centrales d'attitude. La section 4 couvre les caractéristiques des transducteurs, leurs classifications selon la forme des faisceaux, leurs principes opératoires et leur installation. La section 5 décrit les sondeurs verticaux et les systèmes surfaciques, tels que les sondeurs multifaisceaux et interférométriques, leurs caractéristiques, leurs principes opératoires, leur installation et leur mise en œuvre. Pour terminer, la section 6 décrit les systèmes non acoustiques tels que le lidar, les systèmes de détection à induction électromagnétique et les instruments mécaniques historiques tels que la drague hydrographique.

La terminologie utilisée dans ce chapitre suit, autant que possible, celle du dictionnaire hydrographique [OHI S-32 5^{ème} EDITION, 1994].

2. LES CAPTEURS ACOUSTIQUES

La mer est le milieu dans lequel se déroulent les travaux hydrographiques ; c'est pour cela que la connaissance des propriétés physiques de l'eau de mer et de la propagation des ondes sonores est importante pour la compréhension du contenu et de l'objectif de ce chapitre.

2.1 Ondes sonores et caractéristiques physiques de l'eau de mer

En dépit de leur excellente propagation dans le vide et dans l'air, les ondes électromagnétiques se propagent difficilement dans les liquides, tandis que les ondes sonores, audibles ou ultrasoniques, pénètrent et se propagent facilement dans tous les milieux élastiques qui se mettent à vibrer sous l'effet des variations de pressions. La majorité des capteurs utilisés pour la détermination de la profondeur utilisent les ondes sonores.

2.1.1 Champs sonores

Les ondes sonores sont produites par de faibles variations du champ de pression dans l'eau. Les particules d'eau de mer entrant en vibration se déplacent d'avant en arrière dans la direction de la propagation, produisant des zones alternées de compression et d'expansion similaires à celles produites par une corde vibrante.

L'intensité de l'onde acoustique **I** est la quantité d'énergie traversant une unité de surface par seconde ; elle est définie par le rapport :

$$I = \frac{p_e^2}{\rho c} \quad (3.1)$$

où **p** est la densité de l'eau, **c** la célérité du son dans l'eau et **p_e** la pression acoustique efficace³⁰ obtenue à partir de la moyenne quadratique de l'amplitude maximale de la pression **P** pendant un temps de mesure donné, c'est-à-dire :

$$p_e = \frac{P}{\sqrt{2}}$$

³⁰ Pascal (Pa) est l'unité de pression dans le système international SI.

L'intensité des ondes sonores est calculée en utilisant la pression acoustique moyenne au lieu des valeurs instantanées de pression. La pression et l'intensité des ondes acoustiques, par suite de leur grande variation, sont toujours exprimées sur des échelles logarithmiques, l'échelle des décibels étant l'échelle logarithmique la plus courante.

Le niveau d'intensité acoustique **IL** est défini comme étant égal à :

$$IL = 10 \log_{10} \frac{I}{I_{Ref}} \quad (3.2)$$

où **I_{Ref}** est l'intensité de référence.

ou alternativement par la formule :

$$IL = 20 \log_{10} \frac{p_e}{p_{Ref}} \quad (3.3)$$

où **p_{Ref}** est la pression de référence³¹.

2.1.2 Équation du sonar

L'équation du sonar³² est utilisée pour étudier et définir la capacité de détection et les performances des sondeurs à ultrasons en fonction des conditions entourant leur mise en œuvre [Urlick, 1975].

L'équation du sonar pour les sondeurs à ultrasons définit le signal ou la détection de l'écho comme étant « l'excès de signal » (**SE**) par rapport au seuil de détection, soit :

$$SE = SL - 2 TL - (NL-DI) + TS - DT \quad (3.4)$$

où :

SL (*source level*) est le niveau de la source, **TL** (*transmission loss*) la perte de propagation, **NL** (*noise level*) le niveau de bruit ambiant, **DI** (*directivity index*) l'index de directivité de l'antenne de réception, **TS** (*target strength*) l'index de réflexion par la cible et **DT** (*detection threshold*) le seuil de détection.

Dans cette section, chaque terme de l'équation du sonar est étudié pour aider à mieux comprendre les principes de propagation du signal acoustique et de détection de l'écho.

L'intensité **I_r**, ou puissance par unité de surface d'une onde sonore à une distance **r** de la source est :

$$I_r = \frac{p_r^2}{\rho c} \quad W/m^2 \quad (3.5)$$

où **p_r** est la pression efficace à la distance **r** de l'émetteur et **pc** l'impédance³³ acoustique, (soit, pour une vitesse du son de 1500 m/s et une densité de l'eau de 1026 kg/m³, une impédance acoustique $pc = 1,539 \cdot 10^6 \text{ kg/m}^2 \text{ s}$).

Le niveau de la source (**SL**) mesure l'intensité du signal acoustique perçue par le récepteur. Il a pour référence l'intensité d'une onde plane³⁴ caractérisée par une pression de moyenne quadratique 1μPa reçue en un point situé à un mètre du centre de la source émettrice, c'est à dire :

³¹ Dans l'eau, la pression acoustique de référence adoptée est égale à 1μPa

³² Sonar = *SQund NAvigation and Ranging*

³³ L'impédance acoustique correspond à la résistance du milieu à la propagation du signal qui le traverse. Il est égal au produit de la masse volumique **p** du matériau par la célérité **c** du son.

³⁴ Les ondes planes sont caractéristiques d'une petite région éloignée de la source où le front d'onde (points dont les vibrations sont en phase) est approximativement plan et où le changement d'amplitude d'un point à l'autre est négligeable. NdT : la source étant située en un point x d'un trièdre orthonormé, l'onde est plane quand la pression est constante quels que soient y et z d'un plan perpendiculaire à {Ox}.

$$SL = 10 \cdot \log_{10} \frac{I_1}{I_{\text{Ref}}} \quad (3.6)$$

La perte de transmission (TL) correspond à la perte d'intensité acoustique résultant de la géométrie du champ sonore, c.-à-d. aux pertes par divergence proportionnelles à r^2 et aux pertes liées à l'absorption, elles-mêmes proportionnelles au coefficient d'absorption qui dépend des propriétés physiques et chimiques de l'eau de mer et de la fréquence acoustique (voir 2.3.1).

Les pertes par divergence, ou pertes géométriques, sont dues à l'épanouissement du faisceau conique (fig. 3.1). L'augmentation de la surface résulte en une diminution de la puissance par unité de surface.

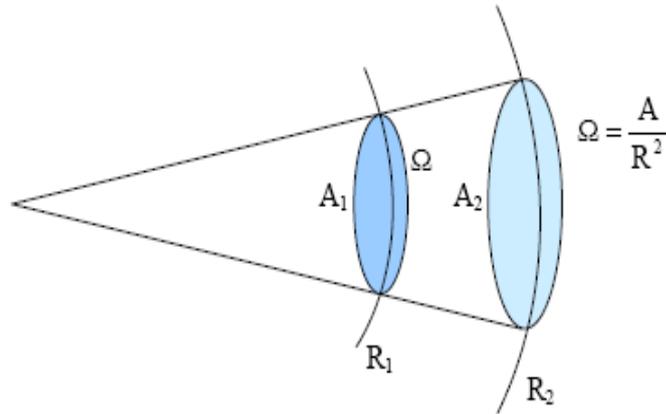


Fig. 3.1 « Perte par divergence ou perte géométrique »

La puissance Π de l'impulsion acoustique est égale au produit de l'intensité I par la surface « A » :

$$\Pi = I_1 \cdot A_1 = I_2 \cdot A_2$$

où $A_1 = \Omega R_1^2$ et $A_2 = \Omega R_2^2$, Ω étant l'angle solide conique³⁵.

Donc, la relation des intensités est donnée par l'égalité :

$$\frac{I_1}{I_2} = \left(\frac{R_2}{R_1} \right)^2 \quad (3.7)$$

Si on considère l'intensité de référence I_{Ref} à la distance $R_1 = 1$ m, à laquelle le niveau de la source (SL) est mesuré, le logarithme du rapport des intensités lié à la perte géométrique est égal à :

$$10 \cdot \log_{10} \frac{I}{I_{\text{Ref}}} = 10 \cdot \log_{10} \frac{1}{R_2^2} = -20 \cdot \log_{10} R_2 \quad (3.8)$$

En définitive, la perte de transmission est égale à :

$$TL = 20 \log_{10} r + ar \quad (3.9)$$

où r est la distance au transducteur et a le coefficient d'absorption.

Le niveau de bruit (NL) dépend du spectre de bruit local (N_0) et de la largeur de bande du transducteur durant la réception (w) :

³⁵ L'angle solide conique Ω est l'espace angulaire inclus dans un cône. La valeur, exprimée en stéradians (sr) est obtenue par $\Omega = S/R^2$ où S est la surface de la sphère de rayon R centrée au sommet du cône.

$$NL = N_0 + 10 \log_{10} w \quad (3.10)$$

Le bruit ambiant de l'océan est généré par des sources diverses (Urlick, 1975) telles que les vagues, la pluie, l'activité sismique, le bruit thermique, les organismes vivants et les activités humaines.

En plus du bruit, il est important de prendre en compte l'énergie du signal réverbéré (*backscattering*) par les irrégularités du milieu, incluant les vagues, les bulles d'air, la vie marine, les matières en suspension, etc. Cette contribution est connue sous le nom de niveau réverbéré (RL).

Les transducteurs ont normalement la capacité de concentrer l'énergie dans un lobe conique (fig. 3.2). Dans l'équation du sonar, cette propriété peut être définie comme le rapport de l'intensité d'un faisceau à celle d'une source ponctuelle omnidirectionnelle émettant avec la même puissance.

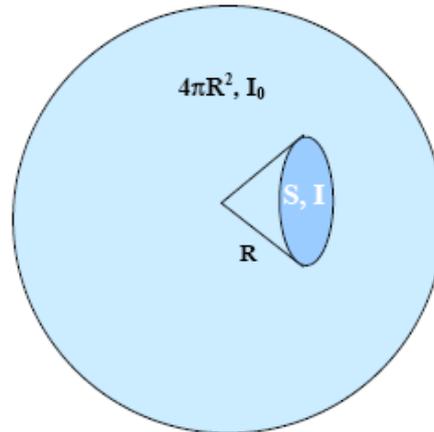


Fig. 3.2 « Surfaces insonifiées par deux sources omnidirectionnelle et directionnelle »

La puissance Π d'une impulsion acoustique étant égale au produit de l'intensité par la surface, en même puissance, selon qu'elle sera émise en omnidirectionnel ou en directionnel, prendra les formes :

$$\Pi = I_0 \cdot 4\pi R^2 = I \cdot S \quad (3.11)$$

Le rapport des intensités qui en résulte devient :

$$\frac{I}{I_0} = \frac{4\pi R^2}{S} \quad (3.12)$$

tandis que l'index de directivité (DI) est défini par la formule :

$$DI = 10 \log_{10} \frac{I}{I_{Ref}} = 10 \log_{10} \frac{4\pi R^2}{S} \quad (3.13)$$

Pour une antenne de longueur L , et de longueur d'onde λ (avec $L \gg \lambda$), il vient :

$$DI = 10 \log_{10} (2L/\lambda) \quad (3.14)$$

L'énergie acoustique réfléchiée par la surface du fond est celle qui est utilisée par le sondeur et par les systèmes capables de déduire à distance certaines propriétés des fonds marins. La connaissance de l'angle d'ouverture du faisceau et du profil de célérité dans la colonne d'eau permet d'accéder à la puissance du signal réfléchi corrigé de l'absorption et de la perte par divergence sphérique.

Chaque particule de la surface sous-marine peut être comparée à un réflecteur, et la réflexion sur le fond à la somme de l'énergie réfléchiée par l'interface fond/eau et de la réverbération en volume des sédiments, par suite de la pénétration d'une partie du signal. Cependant, la réverbération en volume est moins significative aux hautes fréquences.

L'énergie du signal rétrodiffusé (**BS**) est normalement définie comme étant la somme logarithmique de l'intensité de réflexion intrinsèque par unité de surface, ou indice de rétrodiffusion (**SB**), dépendant des propriétés réfléchissantes du fond marin, et de la dispersion instantanée par la surface **A** du fond qui contribue à la réverbération du signal :

$$BS = SB + 10 \log_{10} A \text{ dB} \quad (3.15)$$

Les limites de la surface réfléchissante sont définies par la géométrie du faisceau, particulièrement par la largeur du faisceau d'émission normalement orienté en direction du nadir ϕ_T et par l'ouverture de l'antenne de réception mesurée perpendiculairement au nadir ϕ_R .

Pour les incidences obliques, la surface réfléchissante est limitée par la largeur du faisceau ϕ_T et par la longueur τ d'impulsion du signal émis (Figure 3.3). L'intensité du signal réfléchi par le fond est alors :

$$BS = \begin{cases} SB + 10 \cdot \log_{10} (\phi_T \phi_R R^2) & \text{Rétrodiffusion au voisinage de la verticale} \\ SB + 10 \cdot \log_{10} \left(\frac{c\tau}{2\sin\beta} \phi_T R \right) & \text{Rétrodiffusion en incidence oblique} \end{cases} \quad (3.16)$$

où **R** est la distance oblique du transducteur à un point situé le fond, **c** la célérité et β l'angle du faisceau par rapport à la verticale.

L'indice de rétrodiffusion, **SB**, est partiellement dépendant de l'angle d'incidence et varie d'autant plus que celui-ci est proche du nadir. Pour les incidences plus grandes, sa dépendance suit normalement une loi de Lambert [Urick 1975 et Moustier (de), 1993]. Il est courant d'écrire :

$$SB = BS_N, \text{ pour une incidence normale } (\beta = 0^\circ)$$

$$SB = BS_0 \cos^2 \beta, \text{ pour une incidence oblique } (\beta > 10\text{-}25^\circ)$$

Des valeurs caractéristiques de l'intensité du signal seront de environ -15dB pour BS_N et -30 dB pour BS_0 . Ces valeurs peuvent changer de ± 10 dB ou plus, selon la rugosité et la nature du fond.

En observant les empreintes du faisceau (surface insonifiée) de la fig. 3.3, la surface **A** instantanément insonifiée est fonction de la largeur ϕ_T du faisceau transmis. Le nombre d'échantillons par faisceau dépend de l'intervalle (τ_s) d'échantillonnage.

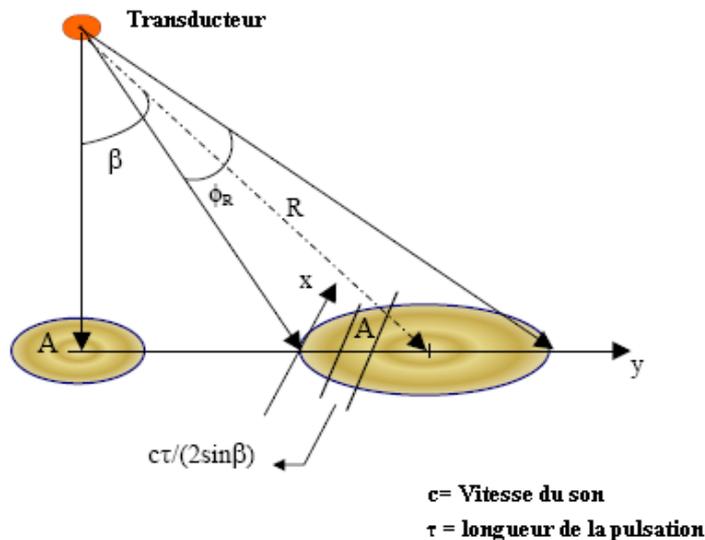


Fig. 3.3 « Rétrodiffusion en incidence oblique »

Le seuil de détection (DT) est un paramètre dépendant du système qui fixe le niveau le plus bas au-dessus duquel le sondeur peut détecter le signal réfléchi.

2.1.3 Température de l'eau

La température de surface varie en fonction de la position géographique, des saisons et de l'heure de la journée [Pickard et Emery, 1990]. Quant à la distribution du champ de température, elle est complexe et ne peut être prédite avec une précision suffisante pour les levés hydrographiques. Les variations de température au sein de la colonne d'eau sont également très complexes. Cette imprévisibilité nécessite une répartition réfléchie des observations de célérité, dans le temps et dans l'espace, afin d'avoir une connaissance représentative des profils de célérité du son dans la zone du levé.

La mesure des profondeurs est très sensible aux variations de célérité. Une variation de température d'un degré Celsius se traduit approximativement par une variation de 4,5 m/s de la célérité.

La variation de température est le facteur dominant pour la variation de célérité dans la couche de mélange ; au-dessous de la thermocline³⁶, c'est la pression qui exerce l'influence principale.

2.1.4 Salinité

La salinité est la mesure de la quantité de sel et autres minéraux dissoute dans l'eau de mer. Elle est normalement exprimée en parties pour mille (‰).

Dans la pratique, la salinité n'est pas déterminée directement mais elle est calculée à partir de la chlorinité, de la conductivité, de l'index de réfraction ou de toute autre propriété dont la relation à la salinité est bien établie. Les proportions des constituants de l'eau de mer étant relativement constantes (loi de Dittmar), le niveau de chlorinité est utilisé pour établir la salinité d'un échantillon.³⁷

La salinité moyenne de l'eau de mer se situe aux environs de 35‰ et une variation de 1‰ se traduit par une variation approximative de la célérité de 1,3 m/s. La salinité est généralement observée à l'aide d'une sonde CTD permettant de mesurer la conductivité, la température et la profondeur à partir de la conductivité électrique, voir 2.2.1.2.

2.1.5 Pression

La pression exerce aussi une influence significative sur la célérité. Elle est fonction de la profondeur et le taux de variation de la célérité est d'environ 1,6 m/s pour 10 atmosphères, soit approximativement 100 mètres d'eau³⁸.

La pression est le facteur principal de la célérité dans les grandes profondeurs.

2.1.6 Densité

La densité de l'eau de mer dépend des paramètres précédemment cités, à savoir la température, la salinité et la pression.

50% des océans ont une densité comprise entre 1 027,7 et 1 027,9 kg/m³. Le facteur le plus influent sur la densité est la compressibilité qui est fonction de la profondeur. La densité de l'eau qui est de 1 028 kg/m³ en surface atteint 1 051 kg/m³ à une profondeur de 5 000 mètres.

³⁶ La thermocline correspond à une variation forte et généralement négative du gradient de température dans la colonne d'eau. Ce gradient est nettement plus marqué que ceux qui le précèdent ou qui le suivent. Les thermoclines peuvent être saisonnières quand elles résultent du réchauffement de la surface de l'eau en été, ou permanentes.

³⁷ Un comité mixte (IAPO, UNESCO/COI, ICES/CIEM et SCOR) a proposé l'adoption universelle de la relation suivante entre salinité et chlorinité : $S = 1,80655 Cl$.

³⁸ Formule de la pression hydrostatique : $p(z) = p_0 + \rho g z$.

2.2 Salinité, température et mesure de la célérité

Les paragraphes qui suivent décrivent les instruments utilisés pour l'observation de la salinité, de la température et de la célérité, ainsi que leurs modes opératoires et les calculs de célérité moyenne.

2.2.1 Instrumentation

2.2.1.1 Le profileur de célérité est l'instrument le plus communément utilisé pour mesurer le profil de vitesse du son dans la colonne d'eau. L'instrument est muni d'un capteur de pression pour mesurer la profondeur ainsi que d'un transducteur et d'une antenne situés à la distance d l'un de l'autre. La célérité c est calculée par la formule $c = 2d/\Delta t$, où Δt est le temps d'aller-retour du signal acoustique entre le transducteur et le réflecteur (même principe que pour une mesure de profondeur par un sondeur).

2.2.1.2 La sonde CTD est un instrument électronique muni de capteurs pour la conductivité, la température et la profondeur. Cet instrument enregistre la salinité par mesure directe de la conductivité électrique de l'eau de mer.

La vitesse du son dans l'eau varie avec l'élasticité et la densité du milieu qui dépendent de la salinité, de la température et de la pression. A partir des données de la CTD (salinité, température et pression) il est possible de calculer la célérité de manière empirique. Une équation simple a été proposée avec une précision adéquate par Coppens [Kinsler & al., 1982] :

$$C(Z, T, S) = 1449,05 + T [4,57 - T (0,0521 - 0,00023 \cdot T)] + \quad (3. 17) \\ [1,333 - T (0,0126 - 0,00009 \cdot T)](S - 35) + \Delta(Z)$$

où T est la température en °C, S la salinité en parties pour mille (‰) et Z la profondeur en kilomètres avec $\Delta(Z) \approx 16,3 Z + 0,18 Z^2$.

Cette équation est valide pour une latitude de 45°. Pour les autres latitudes, Z doit être remplacé par $Z [1 - 0,0026 \cdot \cos(2\phi)]$, ϕ étant la latitude.

2.2.1.3 Les thermistances sont des senseurs dont la résistance électrique dépend de la température, laquelle dépend de la quantité de chaleur rayonnée³⁹ par la mer. Les chaînes de thermistances sont utilisées pour mesurer la température d'eau à diverses profondeurs de la colonne d'eau. Ces chaînes sont normalement mouillées sur zone et consistent en plusieurs thermistances espacées régulièrement le long d'un câble. Un enregistreur acquiert séquentiellement les données des divers éléments et relève les températures en fonction du temps.

2.2.2 Méthode opératoire

Pour obtenir de bons enregistrements, il est nécessaire, avant de déployer un profileur de célérité, de l'initialiser correctement (paramètres, gammes de mesures, etc.) et d'entrer dans la calibration la correction de pression atmosphérique afin de ne pas fausser les mesures de profondeurs.

Il convient de noter que lors du réglage d'*offset* de la pression atmosphérique, le profileur ne doit pas se trouver dans un local pressurisé faute de quoi l'étalonnage sera biaisé et les profondeurs erronées.

Avant d'être descendu, le profileur doit être maintenu en surface pendant 15 minutes environ afin d'obtenir une bonne stabilisation thermique. Par ailleurs, il est recommandé pendant les mesures de dérouler le treuil à vitesse constante.

³⁹ L'énergie rayonnée par un objet est donnée par la loi de Stefan qui écrit qu'elle est proportionnelle au degré quatre de sa température absolue (loi en T^4).

2.2.3 Enregistrement et traitement des données

Les profils doivent être édités et vérifiés minutieusement afin d'éliminer les observations aberrantes.

En général, la profondeur et la célérité sont enregistrées pendant la descente et la remontée. Les deux profils doivent être similaires et la moyenne des deux est souvent retenue comme profil définitif bien que ce ne soit pas une obligation. Dans tous les cas, les lectures doivent être comparées et les informations complémentaires supprimées afin de permettre de classer les données par ordre croissant ou décroissant.

2.2.4 Calcul de la célérité

Après validation, le profil de célérité est intégré aux données du levé afin de corriger les sondages.

Pour les sondeurs verticaux monofaisceaux, on considère qu'il est suffisant d'utiliser une célérité moyenne dans la colonne d'eau tandis que pour les faisceaux obliques, il est nécessaire de tracer les rayons sonores afin de corriger les faisceaux des effets de la réfraction, selon une procédure analogue à celle décrite au § 5.2.1.8.1 pour les SMF.

Pour un signal transmis verticalement (c.à.d. $\theta_0 = 0^\circ$), la célérité d'un son harmonique moyen, c_h , pour une profondeur z_n est donnée par :

$$c_h(z_n) = \frac{z_n}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{g_i} \ln \left(\frac{c_i}{c_{i-1}} \right)} \quad (3.18)$$

où g_i est le gradient moyen de célérité de la couche i donné par la formule : $g_i = \frac{c_i - c_{i-1}}{z_i - z_{i-1}}$

2.3 Propagation du son dans l'eau de mer

Les paragraphes qui suivent traitent de la propagation du son et plus particulièrement de l'atténuation, de la réflexion et de la réfraction.

2.3.1 Atténuation

L'atténuation est la perte d'énergie de l'onde pendant sa propagation, due à l'absorption, à la divergence sphérique et à la réverbération par les particules dans la colonne d'eau.

L'absorption est le résultat de la dissociation et de l'association de certaines molécules dans la colonne d'eau. Le sulfate de magnésium ($MgSO_4$) est une source majeure d'absorption dans l'eau salée. Le taux d'absorption dépend des propriétés chimiques et physiques de l'eau de mer et de la fréquence émise. Dans la Figure 3.4 on peut voir que le coefficient d'absorption d'une fréquence supérieure à 100 kHz augmente avec l'augmentation de la température; on peut donc s'attendre à ce que la portée du son varie avec la température de l'eau.

La perte par divergence sphérique dépend de la géométrie. Pour un angle solide donné, l'énergie acoustique traverse des sections de plus en plus larges au fur et à mesure que la distance de la source augmente.

L'absorption et la divergence sphérique sont prises en considération dans l'équation du sonar (voir 2.1.2) tandis que les pertes dues à la réverbération sont dues surtout aux particules et autres obstacles présents dans la colonne d'eau. La réverbération est causée principalement par les organismes marins

et a pour source principale la DSL (*Deep Scattering Layer*), ou couche profonde de dispersion qui est une couche de plancton dont la profondeur varie selon un rythme nyctéméral.

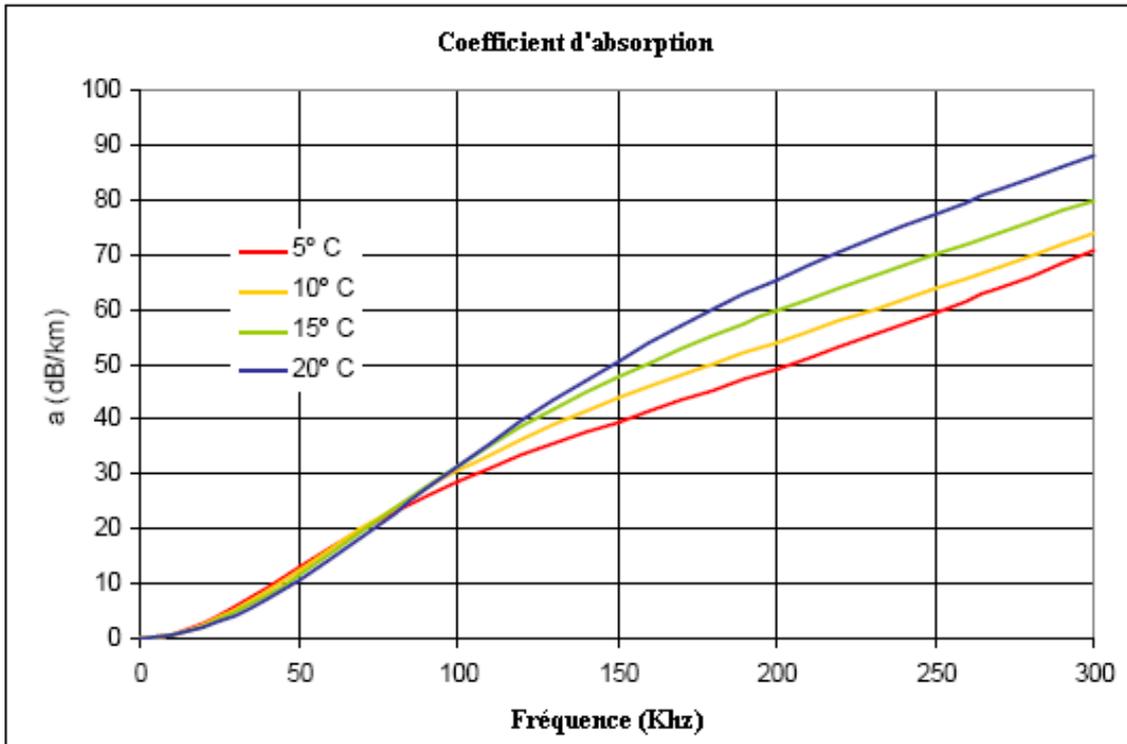


Fig. 3.4 «Coefficient d'absorption »

2.3.2 Réfraction et réflexion

La réfraction est la déviation d'une onde lorsque la célérité change dans le milieu de propagation ou quand l'énergie acoustique traverse un dioptre présentant une discontinuité de célérité.

Appliquons la loi de Descartes/Snellius à deux milieux (fig. 3.5) dans lesquels les vitesses du son c_1 et c_2 sont différentes ; si c_1 est plus grand que c_2 , la direction de propagation de l'onde acoustique sera modifiée de telle sorte que l'angle de réfraction soit plus petit que l'angle d'incidence. Si au contraire, c_1 est plus petit que c_2 , l'angle de réfraction sera plus grand que l'angle d'incidence. Les rayons perpendiculaires au dioptre ne sont pas déviés.

Pour une incidence normale et un fond marin lisse, le coefficient de réflexion⁴⁰ en amplitude de pression, \mathfrak{R} , est obtenu par le rapport des amplitudes de pression des ondes réfléchi et incidente [Kinsler & al. 1982]

$$\mathfrak{R} = \frac{P_R}{P_I} = \frac{\rho_2 c_2 - \rho_1 c_1}{\rho_2 c_2 + \rho_1 c_1} \quad (3.19)$$

⁴⁰ Il est également possible de définir des coefficients de réflexion en puissance acoustique et en intensité sonore. Pour une incidence normale, le coefficient de réflexion en puissance et en intensité est égal au carré du coefficient de réflexion en pression.

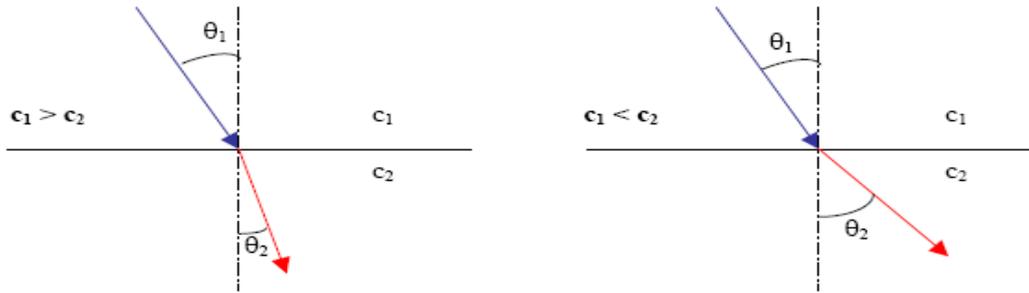


Fig. 3.5 « Principe de la réfraction »

En règle générale, le rapport des intensités acoustiques émise et réfléchi dépend principalement :

- des différences d'impédances acoustiques des milieux;
- de la rugosité du fond ;
- de la fréquence acoustique.

2.4 Paramètres acoustiques

Les caractéristiques d'un sondeur sont déterminées par les transducteurs, spécifiquement la directivité, la largeur et la déflexion du faisceau ainsi que le niveau des lobes secondaires. Dans les paragraphes qui suivent, chacun de ces paramètres est analysé.

2.4.1 Fréquence

La fréquence acoustique du sondeur est le paramètre qui détermine la portée et la pénétration du son dans les sédiments, l'atténuation du signal acoustique dans l'eau étant proportionnelle à la fréquence. Plus haute est la fréquence, plus haute sera l'atténuation et par conséquent plus réduite sera la portée et la pénétration dans les sédiments.

La largeur du faisceau dépend de la longueur d'onde acoustique et de la taille du transducteur. Pour une même longueur d'onde, une basse fréquence nécessitera un plus grand transducteur.

Les fréquences caractéristiques d'un sondeur sont :

- pour les profondeurs de moins de 100 mètres : fréquences supérieures à 200 kHz;
- pour les profondeurs de moins de 1 500 mètres : fréquences comprises entre 50 et 200 kHz;
- pour les profondeurs de plus de 1 500 mètres : fréquences comprises entre 12 et 50 kHz.

Les fréquences des sondeurs de sédiments sont inférieures à 8 kHz.

2.4.2 Largeur de bande

Soit f_0 la fréquence de puissance maximum d'émission (fréquence de résonance) et f_1 et f_2 les fréquences correspondant à la demi-puissance, la largeur de bande est l'intervalle entre ces fréquences (Figure 3.6), c.-à-d. $W = f_2 - f_1$

Le facteur de qualité du transducteur Q est donné par l'expression :

$$Q = \frac{f_0}{W} \quad (3. 20)$$

Il ressort de cette définition que Q et W varient en sens inverse, aussi, pour optimiser la puissance de

transmission, le transducteur devra-t-il transmettre à une fréquence proche de celle de la résonance et avoir une faible largeur de bande, c.-à-d. une haute valeur du facteur de qualité.

Durant la réception il est nécessaire d'avoir une bonne discrimination de l'écho par rapport aux autres signaux. En plus d'être bien définie dans la gamme de fréquence, la largeur de bande du transducteur doit satisfaire à la condition $W \geq 1/\tau$, où τ est la durée d'impulsion.

La solution optimale est d'avoir un émetteur au Q élevé et un récepteur opérant dans la même fréquence de résonance mais avec un Q faible.

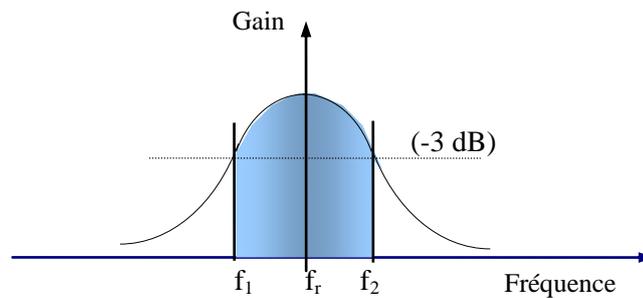


Fig. 3.6 « Largeur de bande des transducteurs »

2.4.3 Durée d'impulsion

La durée d'impulsion détermine l'énergie transmise dans l'eau. Pour une même puissance, plus la durée d'impulsion est longue, plus haute sera l'énergie diffusée dans l'eau et par conséquent plus grande sera la portée du sondeur.

Pour profiter de la fréquence de résonance du transducteur, la durée d'impulsion devrait être au moins égale à la moitié de sa période naturelle. L'inconvénient des impulsions longues est de réduire la résolution verticale entre deux objets voisins (fig. 3.7).

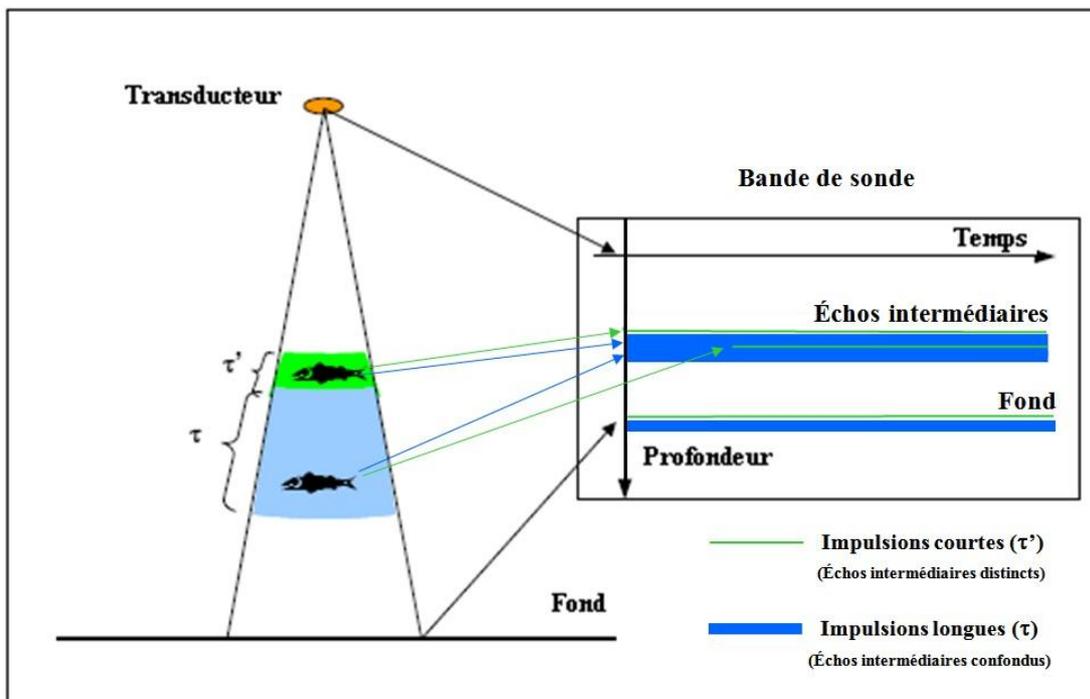


Fig. 3.7 « Résolution en fonction de la durée d'impulsion »

3. LES CENTRALES D'ATTITUDE

La capacité de corriger les mesures et le positionnement des sondes des mouvements du navire, c.-à-d. de son attitude (roulis, tangage et cap) et de son pilonnement, a été un succès remarquable et un progrès dans la qualité et la précision des levés hydrographiques. Pour ce faire, des capteurs inertiels couplés à des capteurs de cap (gyro ou compas *fluxgate*), ou des capteurs inertiels couplés au GPS, sont utilisés pour mesurer l'attitude et le pilonnement du porte-sondeur.

L'attitude du navire consiste en trois rotations autour des trois axes orthogonaux conventionnels définis pour le navire. Les coordonnées du navire sont rapportées à un trièdre orthogonal direct dont l'axe des x est orienté vers la proue, l'axe des y vers tribord et l'axe des z vers le bas. Dans un tel système, le roulis correspond à des rotations autour de l'axe des x (positives quand le navire gîte vers tribord), le tangage correspond à des rotations autour de l'axe des y (positives quand la proue pointe vers le haut) et les lacets correspondent à des rotations autour de l'axe des z (positives dans le sens des aiguilles d'une montre).

Pour transformer les données du levé recueillies dans le système de référence du navire à un système de coordonnées locales, il est nécessaire de les corriger des rotations correspondant à l'attitude mesurée. Le système de coordonnées local est défini dans un trièdre orthogonal indirect dont l'axe des x est orienté vers l'est, l'axe des y vers le nord et l'axe des z vers le bas.

Les paragraphes qui suivent couvrent les principes de base de la détection des mouvements de la plateforme et de la précision des mesures.

3.1 Principes opératoires

3.1.1 Les senseurs inertiels

Les senseurs inertiels, ou unités de mesure inertielle (IMU), sont les capteurs les plus utilisés en hydrographie pour mesurer le roulis, le tangage et le pilonnement. Ces capteurs appliquent les lois de Newton pour les mouvements et consistent en trois accéléromètres configurés selon des axes trirectangulaires associés à trois capteurs de vitesse angulaire montés sur un même cadre, et qui subissent les mêmes mouvements angulaires que le navire (système *strap-down*). Les sorties de ces trois accéléromètres offrent une bonne estimation de la direction du vecteur de gravité, à partir de laquelle les petits déplacements angulaires sont mesurés. Ce triplet de capteurs de vitesse angulaire mesure le roulis, le tangage et les lacets.

Le pilonnement est déterminé par une double intégration de l'accélération linéaire mesurée par un accéléromètre vertical.

Les données des accéléromètres sont traitées par un filtre passe-bas afin de supprimer les variations à haute fréquence mesurées sur la verticale apparente et causées par la houle, les girations ou les variations soudaines de vitesse. De même, les données des capteurs de vitesse angulaire sont traitées par un filtre passe-haut afin de supprimer les mouvements à basse fréquence. En final, les données de sortie des filtres correspondent à l'attitude du bâtiment pour les fréquences voisines du seuil de coupure choisi (des fréquences de coupure de 5 à 20 secondes sont considérées comme normales).

Quand le bâtiment subit des accélérations dont la durée excède la constante de temps du filtre passe-bas des accéléromètres, telles que des girations prolongées ou des variations de vitesse, les accélérations tangentielle ou centrifuge sont perçues comme une accélération horizontale dont la durée ne peut pas être filtrée par le filtre passe-bas. Il en résulte une déviation apparente de la verticale et des erreurs sur les mesures angulaires de roulis, de tangage et de lacets.

La combinaison des deux filtres passe-bas et passe-haut et la relation entre les deux bandes passantes constituent les caractéristiques des capteurs.

Ces capteurs inertiels, en particulier celui du pilonnement, sont très sensibles à la durée du temps d'intégration. Le seuil de coupure correspondant devra être fixé à une valeur qui permette de détecter les ondes les plus longues sans rejeter ou atténuer les plus courtes.

3.1.2 Centrales inertielles avec GPS intégré

L'intégration du GPS permet de déterminer le cap à partir d'une ligne de base constituée par deux antennes GPS orientées selon l'axe longitudinal du navire.

Les informations sur la vitesse et le taux de giration fournies par le récepteur GPS et par les capteurs de vitesse angulaire peuvent être utilisées pour calculer l'accélération centrifuge dont la prise en considération permet de corriger les mesures de roulis et de tangage de la déviation de la verticale apparente. Ces capteurs fournissent en sortie un roulis et un tangage de haute précision, filtrés des effets des accélérations horizontales.

3.2 Mesures de roulis, de tangage et de pilonnement

Depuis la mi-1990, des centrales d'attitude précises et d'un prix abordable sont utilisées durant les levés hydrographiques. Elles sont devenues indispensables, non seulement pour les levés SMF, mais aussi pour les levés aux sondeurs monofaisceaux associés à des systèmes d'acquisition de données, et permettent de compenser les mouvements du bâtiment en roulis, tangage et pilonnement.

Les profondeurs calculées doivent prendre en compte les données des centrales d'attitude, c.-à-d. les mouvements du bâtiment hydrographique autour de ses axes longitudinal (roulis – θ_R) et transversal (tangage – θ_P), de son cap α , ainsi que selon la verticale (pilonnement). Voir fig. 3.8 et Annexe A.

3.3 Cap suivi

L'enregistrement et la prise en compte du cap suivi par le porte-sondeur sont essentiels pour les systèmes à balayage. Cependant, pour les levés au sondeur monofaisceau, l'effet d'une variation de cap (lacet) n'est pas significatif si l'antenne de positionnement et le transducteur sont situés sur le même axe vertical. Si ce n'est pas le cas, il est nécessaire de tenir compte du cap du navire et du vecteur séparant le transducteur de l'antenne GPS.

Pour les mesures du cap en temps réel, plusieurs méthodes et équipements sont disponibles tels que le compas gyroscopique, le compas *fluxgate* (à vanne de flux) et le GPS différentiel à porteur de phase.

Les mesures de cap sur la porteuse de phase sont faites par des capteurs inertiels intégrant les informations du CDGPS. Cette solution donne de hautes précisions.

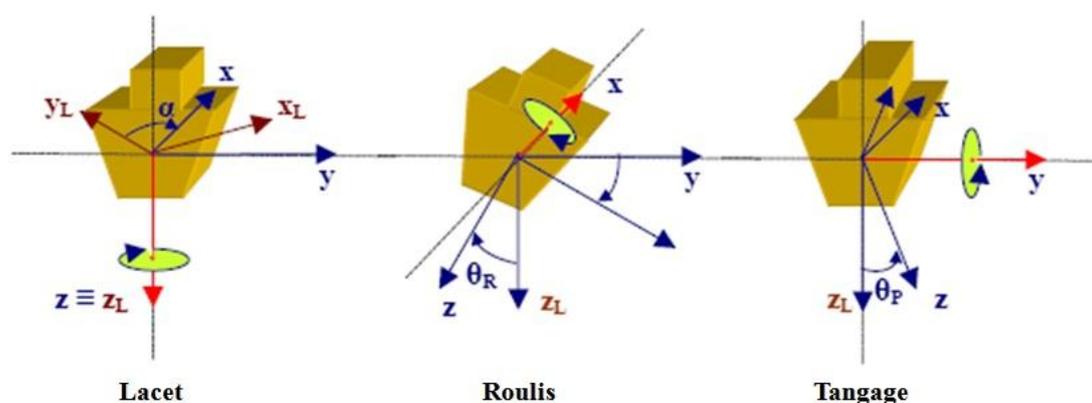


Fig. 3.8 « Attitude du porte-sondeur »

3.4 Précision des mesures

La précision du roulis, du tangage, du pilonnement et du cap doit être la plus haute possible. Aujourd'hui, les centrales d'attitude sont suffisamment précises pour être utilisées pour la plupart des ordres de levés, cependant les accélérations horizontales du porte-sondeur, qu'elles soient centrifuges ou tangentielles, affectent les capteurs inertiels utilisés seuls et se traduisissent par des erreurs de mesures dues à la déviation de la verticale apparente.

Dans le cas du SMF, il est recommandé de combiner les capteurs inertiels avec le DGPS afin de minimiser les effets des accélérations horizontales. Les précisions habituelles des systèmes pour un niveau de confiance à 95% sont de 0,05° en roulis et tangage, 0,2° en cap et 10 cm ou 10% de l'amplitude du pilonnement, en prenant la plus grande de ces deux valeurs.

Au cours d'un changement de cap, la mesure du pilonnement est dégradée à cause de l'accélération centrifuge. Il convient de laisser s'écouler un intervalle de temps après la giration égal à dix fois la durée du *cut-off* afin de permettre la stabilisation et la reprise des mesures précises.

4. LES TRANSDUCTEURS

Les transducteurs⁴¹ sont les composants du sondeur qui conditionnent en partie les capacités opérationnelles de cet instrument. Pour cette raison, il est particulièrement important d'étudier leurs principes de mise en œuvre, leurs paramètres caractéristiques tels que la largeur et l'orientation de leur faisceau, leur directivité, leur implantation et leur fauchée.

Les transducteurs sont des appareils utilisés pour la transmission et la réception de l'impulsion acoustique. Ils fonctionnent en convertissant de l'énergie électrique en énergie mécanique c.-à-d. que les transducteurs convertissent les impulsions électriques d'un générateur de signal en vibrations longitudinales qui se propagent dans la colonne d'eau en tant qu'onde de pression [Seippel, 1983]. Inversement, durant la réception, les ondes de pression sont converties en signaux électriques.

Les paragraphes qui suivent décrivent les classifications des transducteurs selon leurs modes de fonctionnement, la forme et la directivité de leur faisceau ainsi que leur installation à bord ; ils sont conclus par une évaluation des surfaces qu'ils permettent d'insonifier.

4.1 Classification des transducteurs selon leurs modes de fonctionnement

Les transducteurs sont classés en fonction des modes de fonctionnement sur lesquels ils sont basés, à savoir les effets magnétostrictifs, piézoélectriques et électrostrictifs.

4.1.1 Transducteurs magnétostrictifs

Ces transducteurs sont constitués d'un barreau en fer entouré d'un solénoïde en nickel. L'envoi d'un courant continu ou d'une impulsion électrique dans le barreau génère un champ magnétique dans le solénoïde qui se contracte et subit par conséquent une réduction de son diamètre. Quand le courant électrique cesse, le solénoïde retourne à sa dimension originale.

Un courant alternatif génère des contractions et des extensions en fonction du signal appliqué. L'amplitude de la vibration induite va être maximale si la fréquence est égale ou harmoniquement liée à la fréquence naturelle de résonance du matériau utilisé dans le transducteur⁴².

⁴¹ Le transducteur est l'antenne sous-marine utilisée pour émettre et recevoir des impulsions acoustiques. Un transducteur utilisé exclusivement en mode passif prend le nom d'hydrophone.

⁴² Ce phénomène correspond à une amplification ou une prolongation de tout phénomène ondulatoire tel que l'acoustique. La fréquence de résonance est la fréquence à laquelle un transducteur est susceptible de vibrer.

Ces types d'appareils sont cependant moins efficaces que les transducteurs piézoélectriques.

4.1.2 Transducteurs piézoélectriques

Ces transducteurs sont constitués de deux plaques séparées par une couche de cristaux de quartz. L'application d'une différence de potentiel électrique à travers les plaques produit une variation d'épaisseur de la couche de quartz [effet piézoélectrique]. Un courant alternatif provoquera la vibration du quartz et par conséquent la vibration de l'unité entière ; réciproquement, la compression mécanique du cristal produira une différence de potentiel entre les faces opposées du cristal. L'amplitude de la vibration sera maximale si la fréquence du courant électrique est égale à la fréquence naturelle de résonance du quartz.

4.1.3 Transducteurs électrostrictifs

Ces transducteurs sont basés sur le même principe que les transducteurs piézoélectriques. Cependant les matériaux utilisés (habituellement une céramique polycristalline ou certains polymères) n'ont pas de caractéristiques piézoélectriques et doivent par conséquent être polarisés lors de leur fabrication.

Les transducteurs électrostrictifs sont utilisés exclusivement aujourd'hui, car ils sont plus légers, réversibles et peuvent être répartis dans une flûte. Lorsqu'ils sont configurés correctement, ces dispositifs composés de petits éléments, présentent les mêmes caractéristiques qu'un transducteur fabriqué d'un seul bloc, en application du principe de superposition (voir 4.2, équation 3.26).

4.2 Largeur du faisceau (lobes)

En coordonnées polaires, l'amplitude de la pression acoustique générée par un transducteur est :

$$P(r, \theta) = P_{ax}(r) \cdot h(\theta) \quad (3.21)$$

Où θ est l'angle mesuré à partir de l'axe du faisceau, qui correspond aux amplitudes maximales de la pression et de l'intensité acoustiques, r la distance au transducteur, $P_{ax}(r)$ l'amplitude de la pression acoustique à la distance r dans l'axe du faisceau et $h(\theta)$ le gain directionnel qui caractérise une puissance relative du signal. Le gain directionnel de référence correspond à $\theta = 0$, c'est-à-dire que pour $\theta = 0$, $h(0) = 1$ et donc $P(r,0) = P_{ax}(r)$

La directivité du transducteur est normalement représentée sous la forme d'un faisceau $B[\theta] = h^2(\theta)$ ou par son expression en échelle logarithmique : $b(\theta) = 10 \cdot \log_{10} [B(\theta)] = 20 \cdot \log_{10} [h(\theta)]$.

Le transducteur est caractérisé par la largeur de son lobe principal b_w qui est communément définie pour un niveau de -3 dB, c'est-à-dire par l'angle d'ouverture du cône correspondant à la demi puissance rapportée à l'axe du faisceau $b_w = 2 \theta_{-3dB}$ (voir figure 3.9).

La profondeur est mesurée dans n'importe quelle direction à l'intérieur de ce cône.

La largeur du lobe est liée aux dimensions physiques du transducteur et à la fréquence des impulsions acoustiques. Par exemple, la largeur du lobe à -3 dB d'un transducteur assimilé à un piston circulaire de diamètre D , peut être exprimée par l'approximation :

$$b_w = 60 \lambda / D \text{ (en degrés)} \quad (3.22)$$

et pour un transducteur à face rectangulaire de longueur L et de largeur W , les largeurs du lobe à -3 db dans les deux dimensions peuvent être respectivement exprimées par :

$$b_L = 50 \lambda / L \quad \text{et} \quad b_W = 50 \lambda / W \text{ (en degrés)} \quad (3.23)$$

Pour une antenne linéaire (flûte ou *array*) à N transducteurs omnidirectionnels situés à la distance d les uns des autres, la somme des signaux individuels génère un faisceau directionnel représenté sur les figures 3.10 et 3.11.

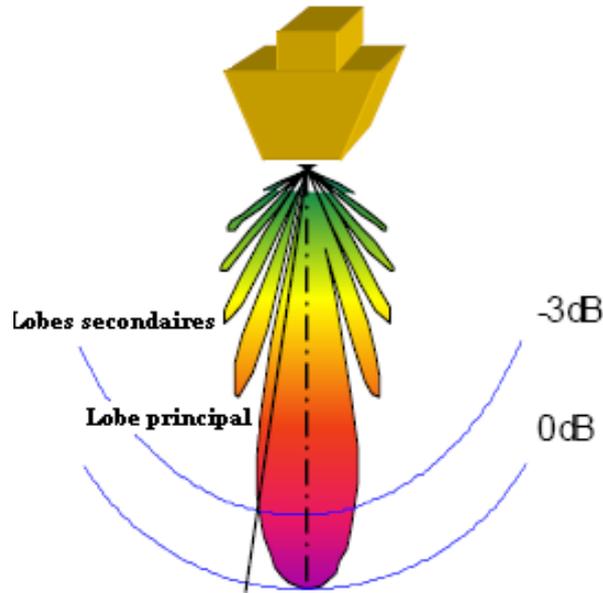


Fig. 3.9 « Largeur d'un faisceau à -3dB »

La direction de l'axe acoustique est perpendiculaire à celui de l'antenne linéaire et la largeur W du faisceau à -3dB est donnée approximativement par :

$$B_w = 50 \lambda / [(N-1)d] \text{ (en degrés)} \quad (3.24)$$

où λ est la longueur d'onde acoustique.

Le vecteur directionnel de l'antenne (*array*) est donné par [Kinsler et al, 1982] :

$$h_{\text{array}}(\theta) = \left| \frac{\sin\left(N\pi \frac{d}{\lambda} \sin \theta\right)}{N \cdot \sin\left(\pi \frac{d}{\lambda} \sin \theta\right)} \right| \quad (3.25)$$

Principe de superposition : c'est la loi acoustique qui définit le gain directionnel $h(\theta)$ d'une antenne linéaire composée de N transducteurs comme étant le produit du gain directionnel h_e de chaque élément par le gain directionnel h_{array} de l'ensemble :

$$h(\theta) = h_e(\theta) \cdot h_{\text{array}}(\theta) \quad (3.26)$$

et l'amplitude de la pression est donnée par :

$$P(r, \theta, \phi) = P_{\text{ax}}(r) \cdot h_e(\theta, \phi) \cdot h_{\text{array}}(\theta, \phi) \quad (3.27)$$

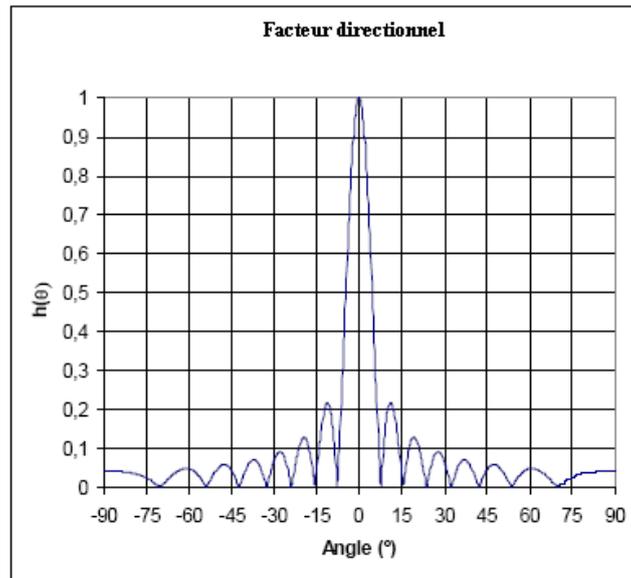


Fig. 3.10 « Gain directionnel »

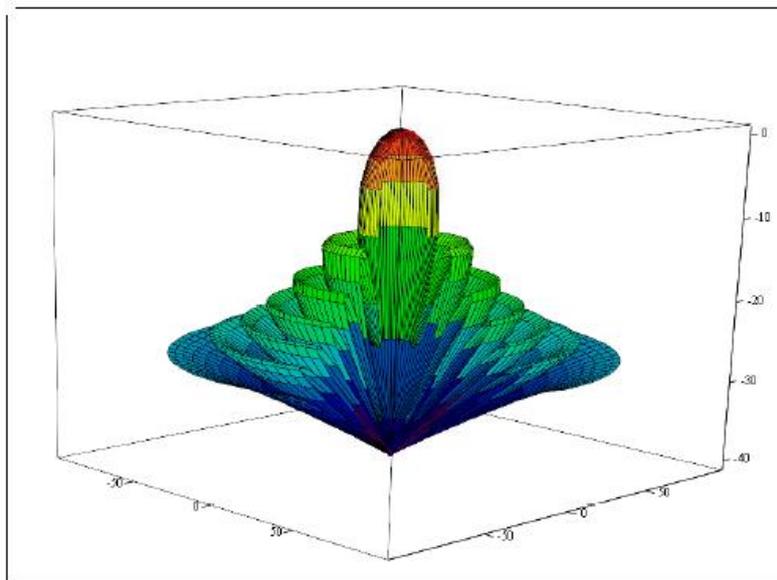


Fig. 3.11 « Lobes d'un faisceau perpendiculaire à la base d'un transducteur »

Pour un élément de l'antenne le gain directionnel est :

$$h_{\text{linear}}(\theta) = \left| \frac{\sin\left(\pi \frac{L}{\lambda} \sin \theta\right)}{\pi \frac{L}{\lambda} \sin \theta} \right| \quad (3.28)$$

Le gain directionnel d'une antenne linéaire n'est valide que pour le champ lointain, situé à une distance telle que les deux ondes générées par l'élément central et un élément périphérique aient une différence de phase inférieure à 180° , soit :

$$k \sqrt{R^2 + \left(\frac{L}{2}\right)^2} - kR \leq \pi \quad (3.29)$$

où k est le numéro d'onde, c'est à dire $k = 2\pi/\lambda$.

Par exemple, pour une fréquence de 100 kHz et une antenne linéaire de transducteurs équidistants de $L = 0,5$ m, le champ lointain correspond à des distances supérieures à 4,0 mètres. Cette distance correspond aussi à la profondeur minimum mesurable.

Dans le champ rapproché, les interférences se traduisent par une représentation plus complexe de la pression acoustique.

L'axe du transducteur ou de l'antenne linéaire est normal à la face émettrice. Pour former des faisceaux qui ne soient pas normaux à la face émettrice, il est nécessaire d'orienter le faisceau au moyen de techniques d'orientation.

Le faisceau d'une antenne linéaire constituée de N éléments omnidirectionnels peut être orienté en introduisant une phase ou un retard de temps dans chaque élément. Le gain directionnel de chaque élément devient alors (Figure 3.12) :

$$h_{\text{array}}(\theta) = \frac{\left| \sin \left[N\pi \frac{d}{\lambda} (\sin \theta - \sin \theta_{\text{ax}}) \right] \right|}{\left| N \cdot \sin \left[\pi \frac{d}{\lambda} (\sin \theta - \sin \theta_{\text{ax}}) \right] \right|} \quad (3.30)$$

Cette formule correspond à une orientation de l'axe du faisceau dans la direction θ_{ax} (figure 3.13).

La formation du faisceau peut également être réalisée en introduisant un retard de temps ou une différence de phase à l'ensemble de l'antenne (équation 3.31).

Cette orientation répond au double objectif de stabiliser le faisceau et de former les voies lors de la phase de réception.

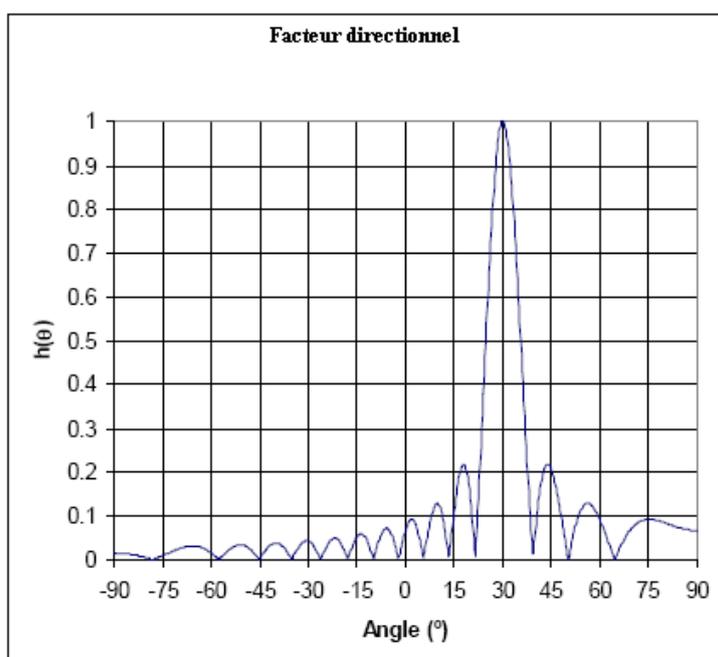


Fig. 3.12 « Gain directionnel d'un faisceau orienté à 30 degrés »

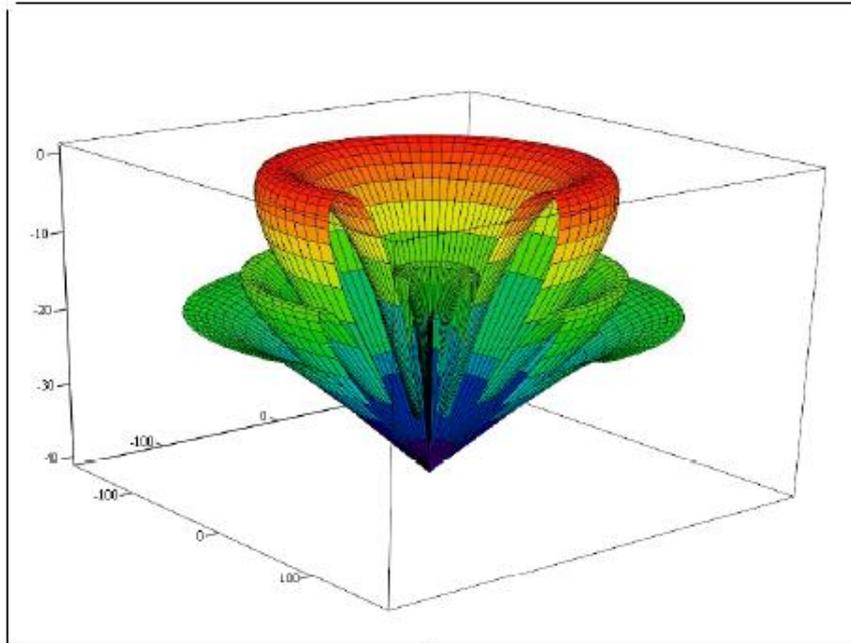


Fig. 3.13 « Lobes d'un faisceau orienté à 30 degrés »

Pour stabiliser le faisceau, il est nécessaire de mesurer l'angle qu'il forme avec la direction normale de l'antenne et de lui appliquer un retard de temps de :

$$\Delta t_n = \frac{nd}{c} \sin(\theta_{ax}) \quad (3.31)$$

Lors de la formation du faisceau, les signaux de chaque élément de l'antenne sont émis sur le même modèle mais avec un retard de temps différent qui permet d'obtenir à la réception un signal synchronisé. Le retard de temps à appliquer à un élément pour un canal ou un faisceau particulier est :

$$\Delta t_{n,i} = \frac{nd}{c} \sin(\theta_{ax_i}) \quad (3.32)$$

où **i** est l'ordre du faisceau et **n** le rang du transducteur dans l'antenne linéaire.

Considérons en effet deux transducteurs ponctuels qui émettent une impulsion à la même fréquence mais avec un retard de temps ; l'axe acoustique sera orienté dans la direction où le front d'onde provenant des deux sources arrive en même temps (Figure 3.14).

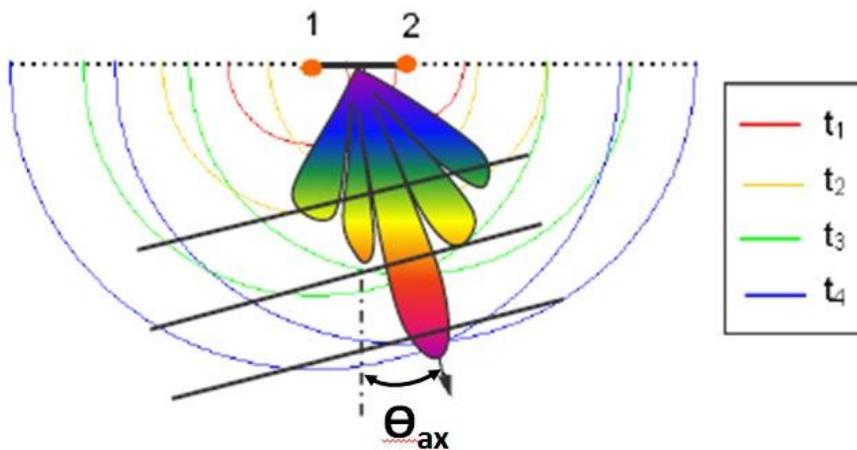


Fig. 3.14 « Faisceau formé par deux transducteurs émettant en temps décalé »

La largeur du lobe, normalement définie à -3dB, augmente avec l'angle d'orientation :

$$b_{w_i} = 50 \frac{\lambda}{(N-1)d \cdot \cos(\theta_{ax_i})} \quad (\text{en degrés}) \quad (3.33)$$

L'intersection d'un faisceau conique orienté avec le fond marin assimilé à un plan est une empreinte hyperbolique (Figure 3.15).

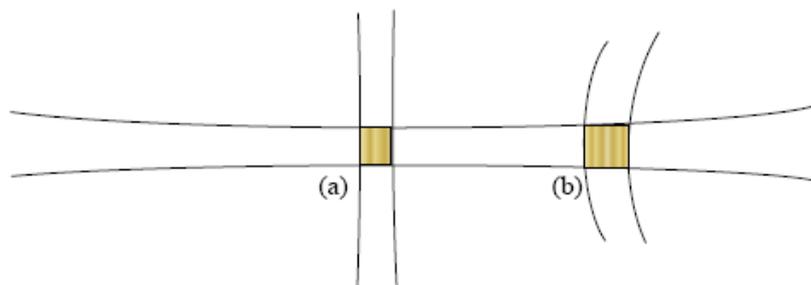


Fig. 3.15 « Empreinte linéaire (a) et hyperbolique (b) »

Les lobes secondaires ont des effets indésirables tels que la détection d'échos parasites. C'est le cas notamment des SMF qui utilisent des faisceaux à large ouverture où des sondes erronées peuvent être captées par des lobes secondaires orientés en direction du nadir ou d'une roche (Figure 3.16). Cet effet donne des contours bathymétriques onduleux qui ressemblent souvent à des formes en "oméga". La suppression de ces échos parasites est vitale pour un traitement réussi du SMF; elle est réalisée par application de gains sélectifs (*shading*) aux différents éléments du transducteur durant la réception des échos.

Considérant tous les éléments du transducteur dotés d'une même amplitude, les lobes secondaires présenteront une atténuation approximative de -13dB. La technique utilisée pour réduire les lobes secondaires est de leur superposer une fenêtre qui amplifie les signaux des différents éléments avec des gains différents. Ces fenêtres sont toujours symétriques par rapport au centre de l'antenne.

La fenêtre de Dolph-Chebyshev est la plus utilisée. Cette fenêtre a l'avantage d'optimiser le niveau des lobes secondaires pour des largeurs particulières du faisceau. Il produit un même niveau d'amplitude pour tous les lobes secondaires.

L'inconvénient de la superposition des fenêtres est une réduction de la directivité.

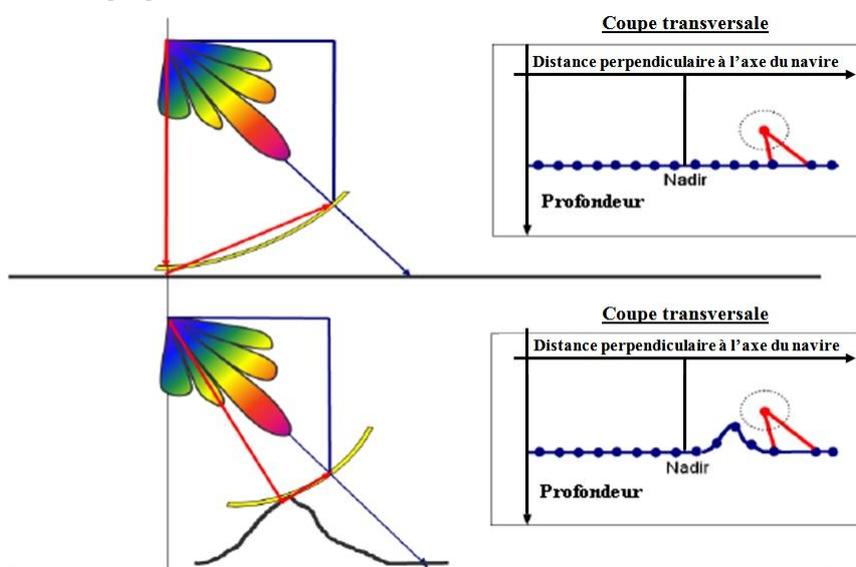


Fig. 3.16 « Faux échos erronés en profondeur et en position provenant de lobes secondaires »

4.3 Classification des sondeurs selon leurs types de faisceaux

Les sondeurs sont classés en monofaisceaux et multifaisceaux. Les sondeurs monofaisceaux peuvent comporter un ou plusieurs transducteurs tandis que les SMF sont toujours constitués de plusieurs éléments. Comme on l'a vu plus haut, cette configuration résulte du besoin de former les voies dans des directions multiples et parfois d'orienter le faisceau pour compenser l'attitude du navire.

4.3.1 Sondeurs monofaisceaux

Les sondeurs monofaisceaux n'ont besoin en principe que d'un transducteur pour l'émission et la réception, mais plusieurs transducteurs peuvent néanmoins être couplés, notamment pour assurer la stabilisation. La connaissance des angles de roulis et de tangage sont nécessaires.

La largeur du faisceau est fonction des dimensions du transducteur et de la longueur d'onde. Plus la fréquence sera élevée, plus large sera la base du transducteur et étroite l'ouverture du faisceau. Pour un faisceau étroit opérant en basse fréquence (grands fonds), il faudra donc un gros transducteur.

Un transducteur pour sondeur monofaisceau peut être à faisceau étroit quand une haute directivité est requise ou à faisceau large quand elle ne l'est pas, mais dans tous les cas, la priorité est donnée à la détection des profondeurs minimales et des obstacles sur le fond marin.

Les faisceaux larges ont la capacité de détecter des échos dans un angle solide largement ouvert, ce qui est utile pour la détection des dangers à la navigation demandant ultérieurement une investigation poussée. Ces faisceaux sont habituellement non stabilisés ; dans des conditions de mer normales, l'attitude des transducteurs est sans incidence sur les mesures.

Cependant, des faisceaux étroits, typiquement de 2 à 5 degrés, sont habituellement requis pour une haute résolution cartographique. (Figure 3.17). Ces faisceaux peuvent être stabilisés dans le but de mesurer les fonds à la verticale du transducteur.

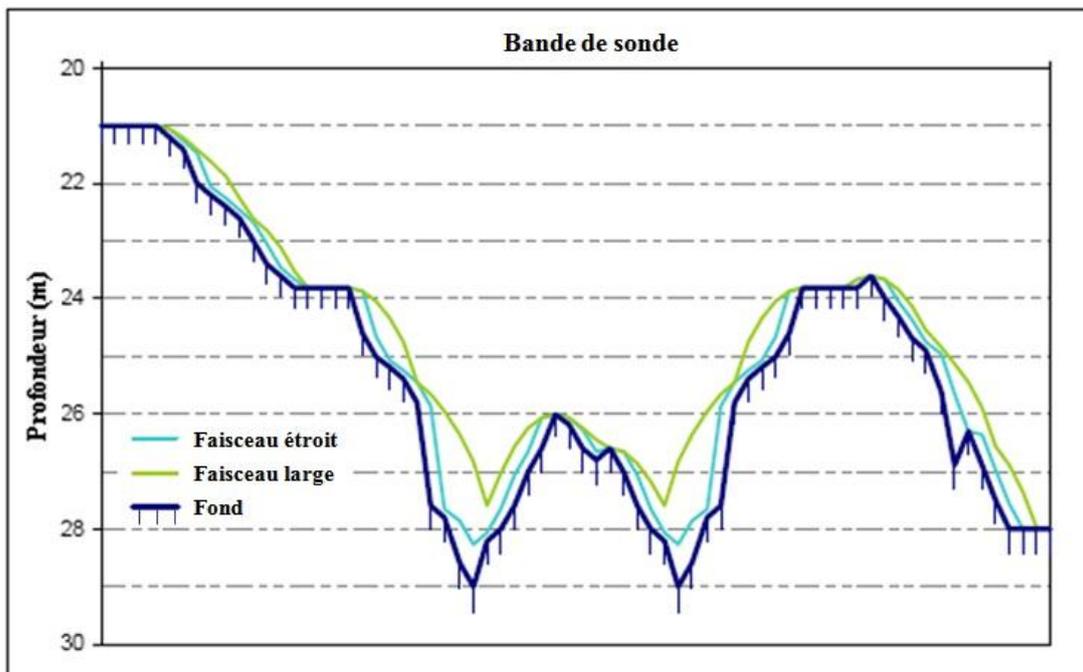


Fig. 3.17 « Influence de la largeur des faisceaux sur les profondeurs »

4.3.2 Sondeurs multifaisceaux

Les SMF sont généralement constitués de transducteurs séparés pour la transmission et pour la réception, c.-à-d. d'un projecteur dans l'axe du navire et d'un hydrophone perpendiculairement. La configuration courante est un faisceau en éventail, étroit dans le sens de la route et large par le travers.

Le récepteur détermine plusieurs faisceaux dans des directions prédéfinies, allongés parallèlement à l'axe de la route et étroits transversalement, ce qui garantit une intersection entre les faisceaux émis et reçus, et ce, quelle que soit l'attitude de la plateforme.

Le traitement des lobes secondaires est essentiel pour une mesure correcte des profondeurs et du positionnement du SMF. Les gains des lobes secondaires sont couramment inférieurs à -20 dB.

4.4 Classification selon le type d'installation

L'installation des transducteurs à bord du porte-sondeur peut être conçue de plusieurs manières. La décision du choix de l'installation dépend de l'encombrement du système, de la possibilité d'implanter la base à l'écart des bruits propres incluant les turbulences dues à l'écoulement de l'eau sous la quille et de la nécessité ou non de rapprocher le transducteur du fond. La base du transducteur peut être fixée sous la coque, être remorquée ou être hors-bord. Chacune de ces installations est décrite dans les paragraphes suivants.

4.4.1 Sondeurs de coque

C'est l'installation habituelle des sondeurs monofaisceaux et des sondeurs multifaisceaux à bord des grands navires, particulièrement de ceux qui sont destinés aux levés par grands fonds.

L'installation des bases de transducteurs sous la coque peut être réalisée de plusieurs façons :

4.4.1.1 Montage à plat coque (*flush mount*) - La base ne forme pas saillie avec le plan de la coque. Cette option peut être retenue pour les sondeurs monofaisceaux comme pour les multifaisceaux. L'avantage de cette solution est qu'il n'est pas nécessaire de prévoir une structure spéciale ; son inconvénient est que la base n'est pas à l'abri des bruits d'écoulement.

4.4.1.2 Montage sur sabot – La base est installée sur une petite structure profilée. Cette option peut être retenue pour les sondeurs monofaisceaux comme pour les multifaisceaux. L'avantage est la réduction des écoulements d'eau ; l'inconvénient est qu'il faut une structure spéciale.

4.4.1.3 Montage sur gondole - Le transducteur est installé sur une gondole fixée sous la coque (Figure 3.18). Cette option est utilisée pour le SMF, particulièrement pour les sondages en eaux profondes. Les avantages sont la réduction des bruits rayonnés et l'élimination des bruits d'écoulement quand l'eau circule entre la coque et la gondole. Les inconvénients sont la nécessité de prévoir une structure spéciale et une augmentation de tirant d'eau de l'ordre de 1 mètre.

4.4.2 Sondeurs remorqués

L'installation d'un transducteur dans un poisson remorqué est utilisée pour le sondeur latéral lorsqu'il est nécessaire d'avoir une bonne stabilité du transducteur, de réduire les bruits propres et de rapprocher le transducteur du fond.

4.4.3 Sondeurs hors-bord

Cette méthode d'installation utilisée indifféremment à bord des petits navires pour les sondeurs monofaisceaux et pour les SMF est destinée aux levés des petits fonds. L'implantation peut être

réalisée au moyen d'un tangon débordant de la muraille ou de l'étrave du navire. Le tangon qui porte le transducteur doit être rigide et résister à la torsion.



Fig. 3.18 « Installation sur gondole »



Fig. 3.19 « Sondeur hors-bord d'étrave »

4.5 Couverture du fond

La couverture du fond, c'est-à-dire la surface insonifiée par un sondeur monofaisceau est définie par l'intersection du faisceau conique par le fond. Son empreinte a pour diamètre (Figure. 3.20) :

$$a = 2 \cdot z \cdot \tan\left(\frac{\phi}{2}\right) \quad (3.34)$$

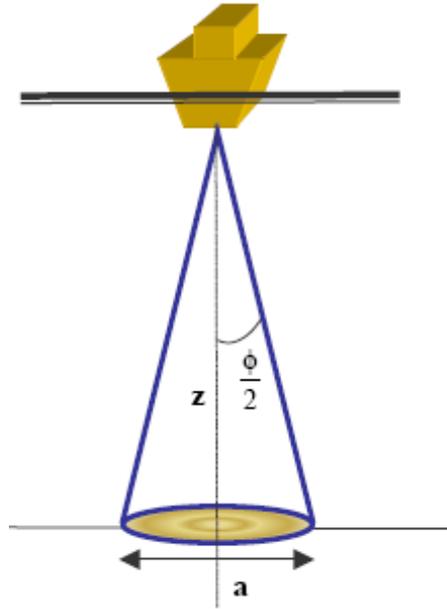


Fig. 3.20 « Couverture du fond par un faisceau vertical simple »

La surface insonifiée par un sondeur multifaisceaux est définie par l'intersection des faisceaux émis et reçus, laquelle dépend de l'inclinaison et de la largeur du faisceau, de la profondeur et de la pente moyenne du fond. La surface insonifiée par chaque faisceau est approximativement elliptique. En supposant le fond plat et horizontal, la largeur transversale a_y de cette ellipse (perpendiculairement au profil suivi par le navire) est approximativement égale à :

$$a_y = \frac{2z}{\cos^2(\beta)} \tan\left(\frac{\phi_R}{2}\right) \quad (3.35)$$

où z est la profondeur moyenne, β l'angle d'inclinaison du faisceau et ϕ_R la largeur transversale du faisceau de réception. En présence d'une pente définie par un angle ζ , la largeur transversale de l'empreinte acoustique devient approximativement :

$$a_y = \frac{2z}{\cos(\beta)\cos(\beta - \zeta)} \tan\left(\frac{\phi_R}{2}\right) \quad (3.36)$$

Par fond plat, la largeur longitudinale a_x (dans la direction du profil) de l'empreinte de l'ellipse, est approximativement égale à :

$$a_x = \frac{2z}{\cos(\beta)} \tan\left(\frac{\phi_T}{2}\right) \quad (3.37)$$

où ϕ_T est la largeur du faisceau transmis.

La couverture surfacique du fond est fonction des dimensions de la zone insonifiée, de l'espacement des faisceaux perpendiculairement au profil, de la fréquence de répétition, de la vitesse du navire, des lacets, du roulis et du tangage. Afin d'obtenir une couverture totale, les zones insonifiées par des pings consécutifs doivent se chevaucher afin que chaque point de la surface reçoive au moins une impulsion acoustique.

Par fond plat, l'ouverture angulaire de la fauchée est exprimée par :

$$S_w = 2z \cdot \tan\left(\frac{\Delta\theta}{2}\right) \quad (3.38)$$

où $\Delta\theta$ est l'angle formé par les deux faisceaux extrêmes utilisables du SMF encadrant la zone effectivement couverte par le levé hydrographique.

5. SYSTEMES ACOUSTIQUES

Cette section est consacrée à la description des systèmes acoustiques utilisés durant les levés hydrographiques. Ces systèmes sont classés en fonction de leur couverture du fond ; ils comprennent les sondeurs monofaisceaux et les systèmes à balayage, SMF et sonars⁴³ interférométriques.

5.1 Sondeurs monofaisceaux

Ces sondeurs sont utilisés pour la détermination de la profondeur en mesurant l'intervalle de temps entre l'émission de l'impulsion sonore ou ultrasonore et le retour de l'écho réfléchi par le fond.

A l'origine, l'objectif principal du sondeur vertical était de produire un profil continu à haute résolution du fond à partir d'un enregistrement des échos. La bande de sonde était interprétée avec prudence afin de procéder manuellement au choix de sondes.

Au cours des dernières décennies, la technologie des sondeurs monofaisceaux a été progressivement améliorée avec introduction de sorties numériques, élimination des pièces mobiles des enregistreurs et mention des positions sur les bandes de sonde. Plus récemment, l'intégration d'ordinateurs et de processeurs à la construction a permis un traitement du signal encore plus sophistiqué et la représentation des données sur des consoles en couleurs à la place des enregistrements papier.

5.1.1 Principes de fonctionnement

Un sondeur fonctionne par transformation de l'énergie électrique du générateur d'impulsion en énergie acoustique. Comme le transducteur n'émet pas dans toutes les directions, l'énergie acoustique est transmise dans l'eau par un faisceau orienté verticalement.

L'impulsion acoustique traverse la colonne d'eau et frappe le fond où elle est réfléchi, réfractée ou dispersée.

L'énergie réfléchi (l'écho) en retour est captée par le transducteur. La force de l'écho décroissant rapidement avec le temps, elle est automatiquement compensée selon son niveau d'énergie au moyen du contrôle automatique de gain (AGC) réglé en usine et du gain variable avec le temps (TVG). Après amplification, le signal électrique est transféré à un détecteur d'enveloppe et comparé au réglage de seuil afin de filtrer le bruit. Le signal de sortie est alors visualisé et enregistré.

⁴³ Systèmes utilisés pour déterminer la distance d'un objet sous-marin en mesurant l'intervalle de temps entre l'émission d'un signal sonore ou ultrasonore et la réception du signal réfléchi. Origine du nom : *SOUND Navigation and Ranging*.

Le résultat observé est l'intervalle de temps t entre l'émission de l'impulsion et la réception de l'écho. La profondeur mesurée z_m est égale à :

$$z_m = \frac{1}{2} \cdot t \cdot \bar{c} \quad (3.39)$$

où \bar{c} est la célérité moyenne du son dans la colonne d'eau.

5.1.1.1 Les paramètres du sondeur doivent être initialisés correctement afin d'obtenir une bonne précision et un enregistrement clair du fond. Les paramètres les plus importants sont :

- a) **La puissance** : La portée du sondeur dépend de la longueur d'impulsion, de la fréquence et de la puissance transmise. Pour optimiser l'utilisation du sondeur, la puissance doit être réglée au niveau le plus faible compatible avec une détection adéquate car son augmentation, qui permet sans doute de récupérer davantage d'échos, se traduit aussi par une augmentation de la réverbération et un mauvais enregistrement. De plus, la puissance est limitée par la cavitation⁴⁴ et par les contraintes mécaniques imposées au transducteur.
- b) **Le gain** : Le gain n'est autre que l'amplification du signal. S'il est augmenté, le bruit l'est également et peut nuire à la clarté des enregistrements. Il est recommandé de régler le gain en fonction de la nature du fond et de la puissance d'émission.
- c) **Le réglage du niveau d'enregistrement** : Ce paramètre est utilisé sur les enregistreurs des sondeurs analogiques.
- d) **La longueur d'impulsion** : Normalement, la longueur d'impulsion est réglée automatiquement avec la portée. La longueur d'impulsion conditionne la résolution verticale du sondeur et les impulsions courtes permettent une meilleure résolution. Il peut être nécessaire d'augmenter la longueur d'impulsion dans les régions de mauvaise réflectivité ou dans les zones de fortes pentes.

Dans les eaux peu profondes où la résolution est un facteur important, il est nécessaire au contraire d'utiliser des impulsions courtes afin de réduire la probabilité de faux échos causés par une forte réverbération.
- e) **L'échelle** : est la gamme (ou la portée) d'enregistrement du sondeur. La largeur de la bande de sonde étant fixe; la résolution verticale est faible pour les grands fonds.
- f) **Les fenêtres de réception** : L'ouverture de fenêtres de réception décalées en phase est une façon de s'affranchir des limitations imposées par l'enregistrement du fond sur une bande de sonde de largeur imposée. L'ouverture manuelle ou automatique d'une fenêtre de réception encadrant le fond permet de conserver une échelle suffisamment grande et une résolution verticale satisfaisante, quelle que soit la profondeur de l'eau. (Figure 3.21).
- g) **Le tirant d'eau** : Ce paramètre correspond à l'immersion du transducteur. Pour corriger les profondeurs du tirant d'eau instantané, celui-ci doit être observé au début des travaux et contrôlé de nouveau à la fin des sondages.
- h) **La vitesse de défilement du papier** : Cette vitesse est particulièrement importante. Elle doit être choisie de manière à garantir une bonne résolution horizontale des mesures.

⁴⁴ Ce phénomène se traduit par la formation de bulles à proximité du transducteur. Il survient quand la pression acoustique excède la pression hydrostatique.

- i) **La célérité** : La valeur nominale de la vitesse du son doit correspondre à la célérité moyenne dans la zone de travaux. Pour les levés de haute précision, la célérité peut être calée sur sa valeur à l'immersion du transducteur ou à 1500 m/sec, mais par la suite, les profondeurs doivent être corrigées du profil de célérité réel lors du traitement des données.

Pour les sondeurs analogiques classiques, ce paramètre n'est pas une célérité observée mais un réglage des composants mécaniques et électriques réalisé par calage exact de la profondeur mesurée sur une profondeur réelle observée (étalonnage à la barre).

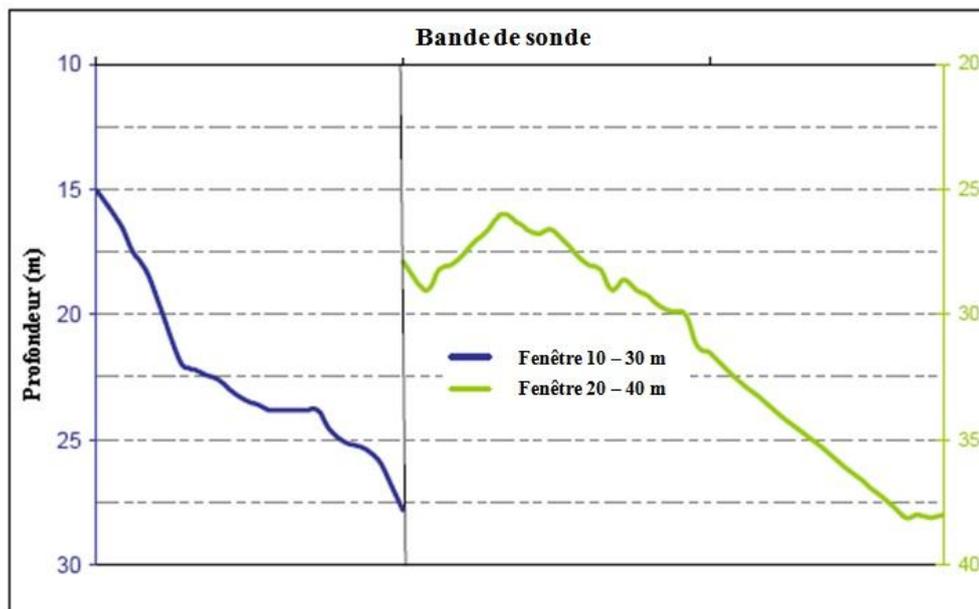


Fig. 3.21 « Fenêtres de réception »

Le principe général du sondeur monofaisceau vient d'être décrit, cependant il est encore possible d'identifier dans cette catégorie deux types de sondeurs, numériques ou analogiques.

Le cycle du sondeur analogique traditionnel, dont le diagramme est représenté à la figure 3.22, commence par le déclenchement d'une impulsion électrique et l'émission d'un signal de puissance dans l'eau. Après réception de l'écho et conversion de celui-ci en énergie électrique, le signal de faible voltage est pré-amplifié et transmis à un amplificateur d'enregistrement qui trace l'écho sur la bande de sonde. Celle-ci est un enregistrement graphique des mesures de profondeurs obtenues avec des résolutions verticales et horizontales adéquates. Une fois ce cycle complété, un autre recommence.

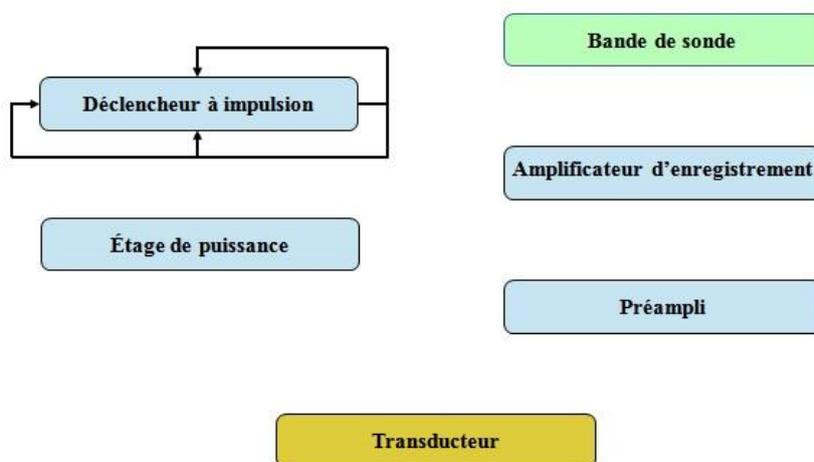


Fig. 3.22 « Schéma fonctionnel d'un sondeur analogique »

Les sondeurs hydrographiques pour petits fonds sont généralement bi-fréquences (haute et basse).

L'enregistrement simultané de deux fréquences permet de séparer les retours du fond entre les sédiments meubles et les roches sous-jacentes grâce à leurs différences d'impédance acoustique.

Le sondeur numérique (voir figure 3.23) fonctionne de façon similaire au sondeur analogique pour la transmission du signal, mais à la réception de l'écho, le signal reçu est amplifié en fonction du temps (gain variable avec le temps) et envoyé à un détecteur d'enveloppe qui le convertit dans le format numérique utilisé pour la représentation de la profondeur. Ceci permet à l'information d'être enregistrée et affichée en plusieurs formats.

5.1.1.2 **Précision** : La précision des sondes est fonction de plusieurs facteurs dépendants du sondeur lui-même et du milieu. Le bilan d'erreurs est généralement basé sur ces facteurs (voir 5.1.4).

5.1.1.3 **Résolution** : La résolution est la capacité de séparer les échos provenant d'objets proches ; elle est généralement exprimée comme la distance minimale entre deux objets dont les traces peuvent être distinguées. Dans la mesure des profondeurs, la résolution verticale est un paramètre important qui dépend des facteurs suivants :

- a) durée d'impulsion : les impulsions les plus longues ont la plus petite résolution (voir 2.4.3). Deux objets à l'intérieur d'un faisceau étroit seront enregistrés comme un seul écho si la distance qui les sépare est inférieure à une demi-longueur d'impulsion; ils seront perçus comme deux échos séparés dans le cas contraire ;
- b) sensibilité et résolution de l'enregistrement ;
- c) largeur du faisceau émis.

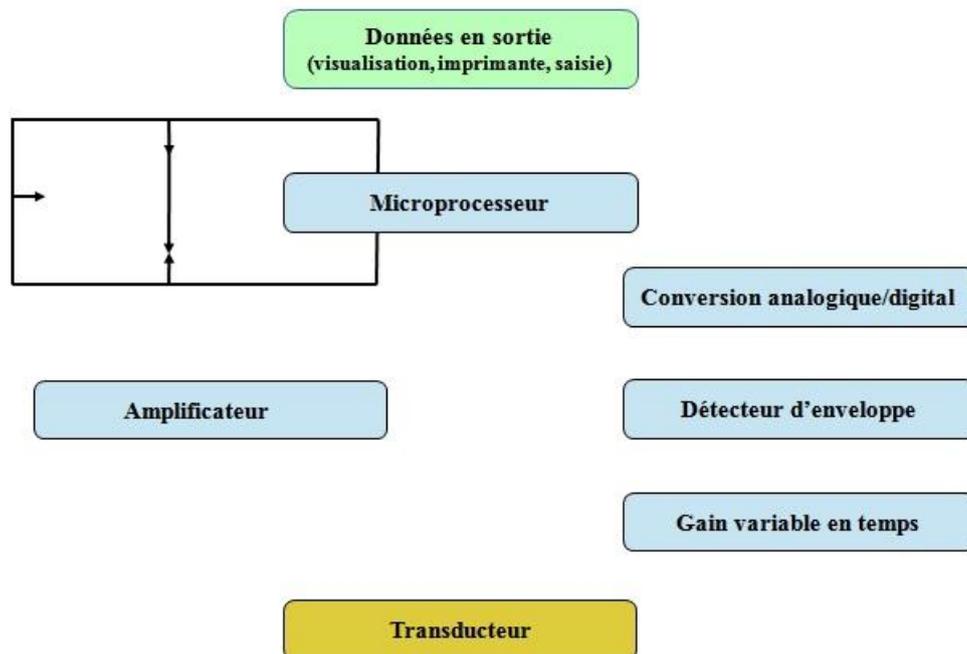


Fig. 3.23 « Schéma fonctionnel d'un sondeur numérique »

5.1.1.4 **La fréquence** du sondeur est choisie en fonction de l'utilisation recherchée, c.-à-d. de la gamme de mesure des profondeurs. Dans certains cas il est préférable d'utiliser un même équipement pour plusieurs profondeurs. À cet effet, les sondeurs peuvent avoir plusieurs fréquences et plusieurs bases de transducteur dans le but d'améliorer l'acquisition et la qualité des données.

Les fréquences sont souvent associées à des canaux. Les sondeurs à deux canaux sont principalement utilisés pour les petits fonds et les eaux côtières; pour les grands fonds, on utilise généralement une seule fréquence basse.

5.1.2 Installation et étalonnage

Le transducteur peut être fixé sous la coque ou en montage hors-bord, sur le côté ou devant l'étrave. Le transducteur doit être le plus éloigné possible des sources de bruit du navire et suffisamment profond pour ne pas être gêné par le bruit de surface et pour rester immergé même par mer agitée. Il est également important que le transducteur soit fixé solidement et orienté verticalement. Il est souhaitable enfin que le compensateur de pilonnement et l'antenne de positionnement soient situés sur le même axe vertical que celui du transducteur.

L'étalonnage est une tâche de routine qui consiste à régler le sondeur afin de garantir la précision des mesures de profondeur. L'étalonnage peut être exécuté au moyen d'une barre d'étalonnage métallique ou d'un transducteur spécial ; il a pour but d'ajuster la célérité instrumentale. Les sondes peuvent également être corrigées en fonction du profil de célérité au cours de la phase de traitement différé.

L'étalonnage des sondeurs petits fonds pour une célérité moyenne de la colonne d'eau peut être réalisé selon les méthodes suivantes :

- a) L'étalonnage à la barre consiste à descendre une barre ou une plaque métallique sous le transducteur à différentes profondeurs (par exemple tous les deux mètres). On enregistre alors les corrections à appliquer lors du traitement des données ou on force le sondeur à afficher l'immersion de la barre d'étalonnage en jouant sur le réglage de célérité (Figure 3.24). En pareil cas, la valeur adoptée pour l'étalonnage est la valeur moyenne des observations. Cette méthode peut être utilisée jusqu'aux fonds de 20 à 30 mètres.

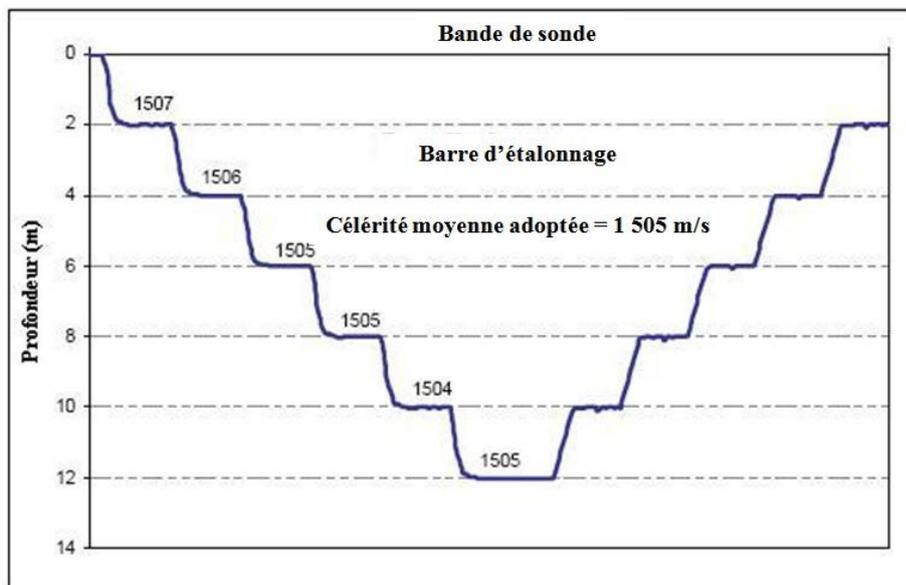


Fig. 3.24 « Étalonnage à la barre »

- b) Le transducteur d'étalonnage est un appareil destiné à calibrer le sondeur à partir de la distance parcourue par un signal. La procédure d'étalonnage consiste à faire afficher par le sondeur la distance parcourue par le signal du transducteur d'étalonnage en jouant sur le réglage de célérité. Le transducteur est descendu à plusieurs profondeurs et le sondeur est réglé en conséquence, chaque réglage n'étant valable que pour la profondeur correspondante. La valeur d'étalonnage adoptée doit être la moyenne de toutes les observations. Cette méthode peut être utilisée jusqu'aux fonds de 20 à 30 mètres.

- c) Une méthode combinée utilisant le transducteur d'étalonnage et un profil de célérité peut aussi être utilisé pour des profondeurs supérieures à celles mentionnées plus haut. Le sondeur est réglé selon la procédure décrite au (b) ci-dessus et on la corrige avec le profil de célérité. Dans les sondeurs plus modernes, la célérité est réglée sur sa valeur réelle.

La correction de célérité est appliquée aux sondes durant la phase de traitement en faisant l'hypothèse que les données ont été acquises avec la célérité vraie à l'immersion du transducteur. La correction est basée sur la différence entre la vitesse du son adoptée pendant les sondages et la moyenne harmonique des célérités du profil.

Pour les profondeurs supérieures à 200 mètres, il n'est plus requis d'appliquer aux sondes une correction de célérité. Une célérité de 1 500 m/s est généralement affichée où les valeurs peuvent être choisies dans les tables de Matthews (Publication N.P. 139 de l'UKHO).

5.1.3 Mise en œuvre du sondeur monofaisceau et enregistrement des données

La mise en œuvre de chaque sondeur doit être conforme à sa notice. Il est néanmoins important de souligner les aspects suivants :

- avant le début des sondages le sondeur doit être étalonné pour la célérité ;
- une gamme de portée adaptée aux fonds prévus doit être sélectionnée ;
- la fréquence doit être adaptée à la portée recherchée ;
- lors de l'utilisation d'un sondeur analogique, il est essentiel d'ajuster les gains de réception et d'enregistrement pour produire un tracé lisible.

5.1.4 Sources d'erreurs et techniques de contrôle de qualité

Les erreurs de mesure peuvent être divisées en trois catégories : erreurs grossières, erreurs systématiques et erreurs aléatoires.

Les erreurs grossières sont relatives aux défauts mécaniques ou électroniques de l'équipement.

Les erreurs systématiques sont principalement le résultat de décalages (erreurs fixes) ou de biais (erreurs variables en fonction des conditions) des capteurs d'attitude du porte-sondeur, d'un mauvais alignement du transducteur ainsi que de toutes autres erreurs angulaires affectant les capteurs. Ces erreurs peuvent être facilement corrigées si leur signe et leur module sont identifiés. Cette catégorie d'erreurs peut être déterminée et supprimée à l'étalonnage.

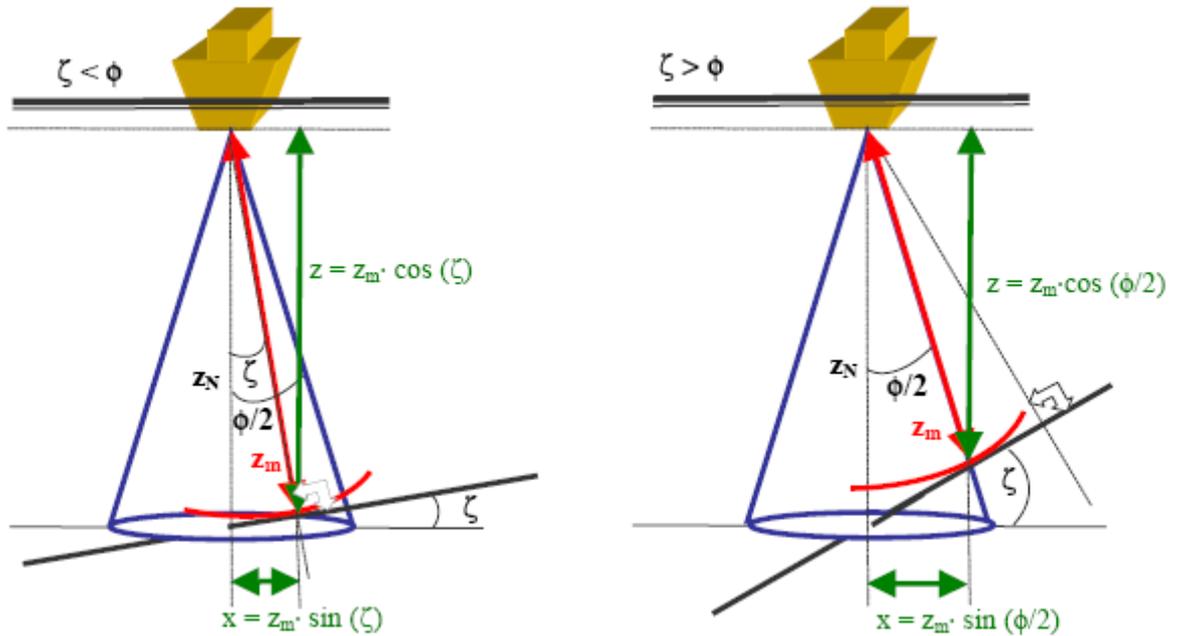
Après suppression des erreurs grossières et des erreurs systématiques, il reste les erreurs aléatoires qui peuvent être analysées par méthodes statistiques.

Les hydrographes doivent avoir conscience des sources d'erreurs et de leur incidence sur les sondes. Cette section en identifie plusieurs et présente les techniques usuelles de contrôle de qualité.

- 5.1.4.1 Erreurs de pente : En prenant en considération les différentes pentes représentées à la figure 3.25, l'erreur sur la mesure de la profondeur Δz dépend de l'ouverture du faisceau et de son inclinaison. Si aucune correction n'est appliquée, l'erreur de pente sera exprimée par :

$$dz = \begin{cases} z_m (\sec(\zeta) - 1) & \text{pour } \zeta < \frac{\phi}{2} \\ z_m \left(\sec\left(\frac{\phi}{2}\right) - 1 \right) & \text{pour } \zeta > \frac{\phi}{2} \end{cases} \quad (3.40)$$

où $\frac{\phi}{2}$ est la demi-ouverture du faisceau et ζ la pente du fond.



a) pente inférieure à la demi-ouverture du faisceau

b) pente supérieure à la demi-ouverture du faisceau

Fig. 3.25 « Effets de la pente et de l'angle d'ouverture sur la valeur et le positionnement de la sonde »

5.1.4.2 Erreurs dues à la célérité: Il est difficile de bien suivre les variations de célérité. Pour les sondeurs monofaisceaux, l'erreur ($d\mathbf{z}_m$) affectant la sonde est proportionnelle à l'erreur ($d\mathbf{c}$) de célérité moyenne et au temps (ou à la profondeur) :

$$dz_c = \frac{1}{2} \cdot t \cdot dc \quad (3.41)$$

ou

$$dz_c = z \cdot \frac{dc}{c} \quad (3.42)$$

L'amplitude de l'erreur de célérité varie selon :

- la précision de la mesure de célérité
- la variation temporelle de la célérité
- la variation spatiale de la célérité

Noter que la variance de la profondeur $\sigma_{z_c}^2$, due aux erreurs de mesures et aux variations de célérité s'écrit :

$$\sigma_{z_c}^2 = \left(\frac{z}{c}\right)^2 (\sigma_{c_m}^2 + \sigma_c^2) \quad (3.43)$$

où $\sigma_{c_m}^2$ est la variance de la mesure de célérité et σ_c^2 la variance des fluctuations temporelles et spatiales de la célérité.

Les variations temporelles et spatiales de la célérité sont une contribution externe majeure aux erreurs de mesure des profondeurs. Durant la planification ou au début des travaux, il est important de procéder à un certain nombre de relevés de célérité répartis dans la zone et à différents moments de la journée, afin d'aider les hydrographes à choisir en connaissance de cause la fréquence et la position des profils de célérité à effectuer au cours du levé.

5.1.4.3. Erreurs dues à la mesure du temps : Un sondeur convertit en profondeurs des mesures de temps, aussi l'erreur $d\mathbf{t}$ sur la mesure du temps est-elle directement liée à l'erreur $d\mathbf{z}_t$ sur la

sonde. Dans les sondeurs modernes l'erreur de mesure du temps est généralement petite et constante et elle est prise en considération durant l'étalonnage.

$$dz_t = \frac{1}{2} c \cdot dt \quad (3.44)$$

L'erreur principale provient de l'identification exacte du point adopté au milieu de l'écho, c.-à-d. des algorithmes utilisés pour la détection du signal.

A noter que la variance $\sigma_{z_t}^2$ de l'erreur de profondeur due à l'erreur de mesure du temps, s'écrit:

$$\sigma_{z_t}^2 = \left(\frac{1}{2}c\right)^2 \sigma_{t_m}^2 \quad (3.45)$$

où $\sigma_{t_m}^2$ est la variance de l'erreur de mesure du temps.

5.1.4.4 Erreurs dues au roulis, au tangage et au pilonnement : Le roulis et le tangage contribuent à l'erreur de profondeur quand leurs angles dépassent la demi-ouverture $\phi/2$ du faisceau. La figure 3.26 représente les erreurs de mesure sur la valeur et le positionnement d'une sonde dues à un roulis d'angle θ_R ; cette figure est valable pour le tangage en changeant θ_R en θ_T .

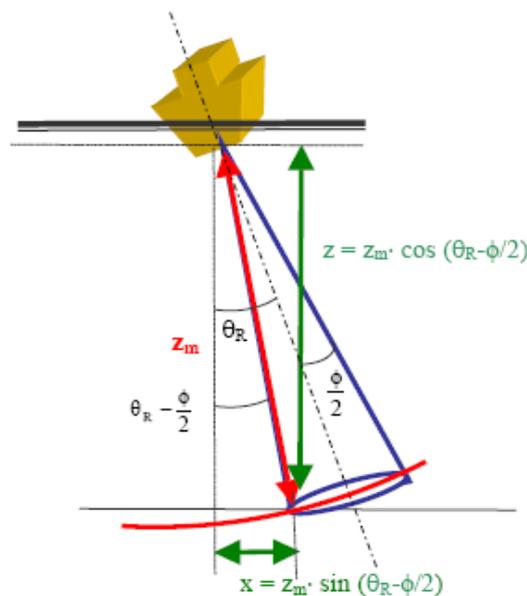


Fig. 3.26 « Effet du roulis et de l'angle d'ouverture sur la valeur et le positionnement de la sonde »

Un sondeur à faisceau large n'est pas sensible au roulis et au tangage du navire hydrographique.

Pour les sondeurs à faisceau étroit, cet effet peut être compensé par stabilisation, par exemple, en maintenant mécaniquement le faisceau à la verticale indépendamment de l'attitude du bâtiment ou en compensant par le calcul la profondeur mesurée en lui appliquant la correction instantanée suivante :

$$dz_{\text{roulis}} = \begin{cases} z_m \left[1 - \cos \left(\theta_R - \frac{\phi}{2} \right) \right] & \text{pour } \theta_R > \frac{\phi}{2} \\ 0 & \text{pour } \theta_R < \frac{\phi}{2} \end{cases} \quad (3.46)$$

Le pilonnement (\mathbf{h}) du porte-sondeur sous l'effet des vagues et de la houle est mesuré au moyen de capteurs inertiels ou d'un compensateur de pilonnement. Celui-ci doit être placé au-dessus du transducteur pour mesurer le pilonnement sur le même axe vertical.

L'installation des capteurs inertiels doit être proche du centre de gravité du navire hydrographique et le vecteur reliant le centre de gravité au transducteur doit être connu. Connaissant les angles instantanés de roulis et de tangage, le pilonnement mesuré \mathbf{h}_m peut être transformé en pilonnement du transducteur \mathbf{h}_t par addition du pilonnement induit \mathbf{h}_i , (Figure 3.27).

$$h_t = h_m + h_i \quad (3.47)$$

Pour calculer le pilonnement induit, il faut assimiler le porte-sondeur à un corps rigide libre de tourner autour des trois axes (x, y, z) décrits au § 3. La rotation en roulis et tangage autour du centre de gravité auprès duquel le pilonnement est généralement mesuré correspond à l'écart de profondeur du transducteur mesuré dans le système de référence du navire (identifié par la lettre **N**) par rapport au système local de coordonnées (identifié par la lettre **L**). Cet écart est appelé pilonnement induit.

Le pilonnement induit adapté à partir de Hare (1995) pour le système de référence défini au § 3 et à l'annexe A, est égal à :

$$h_i = z_t^L - z_t^V = -x_t^V \sin(\theta_T) + y_t^V \cos(\theta_T) \sin(\theta_R) + z_t^V (\cos(\theta_T) \cos(\theta_R) - 1) \quad (3.48)$$

où θ_R est l'angle de roulis, θ_T est l'angle de tangage et (x_t, y_t et z_t) sont les coordonnées du transducteur à l'instant t .

L'erreur totale sur la profondeur mesurée due au pilonnement est alors :

$$dh = dh_m + dh_i \quad (3.49)$$

où dh_m est l'erreur de mesure du pilonnement et dh_i l'erreur de détermination du pilonnement induit.

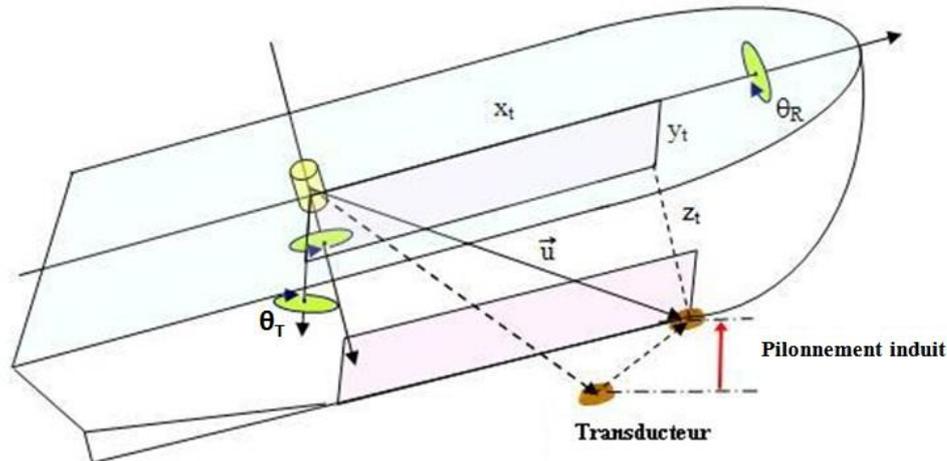


Fig. 3.27 « Pilonnement induit »

Noter que la variance du pilonnement induit est dépendante de la précision des calages (*offsets*) du transducteur, du capteur de mouvement et des précisions angulaires en roulis et tangage (Hare, 1995).

La variance totale du pilonnement correspond à la variance de la profondeur, σ_h^2 , c.-à-d. :

$$\sigma_h^2 = \sigma_{h_m}^2 + \sigma_{h_i}^2 \quad (3.50)$$

où $\sigma_{h_m}^2$ est la variance du pilonnement mesuré et $\sigma_{h_i}^2$ la variance du pilonnement induit. Cette dernière erreur est normalement négligeable quand elle est comparée à l'erreur de mesure du pilonnement.

Quand il n'y a pas de compensation de pilonnement, il faut lisser manuellement les enregistrements. Cette tâche nécessite une grande expérience dans l'interprétation des tracés afin de préserver l'allure des fonds. Quand les mouvements de plateforme ne sont pas trop marqués, la procédure admise consiste à lisser le tracé du fond à mi-distance* entre les creux et les crêtes (Figure 3.28).

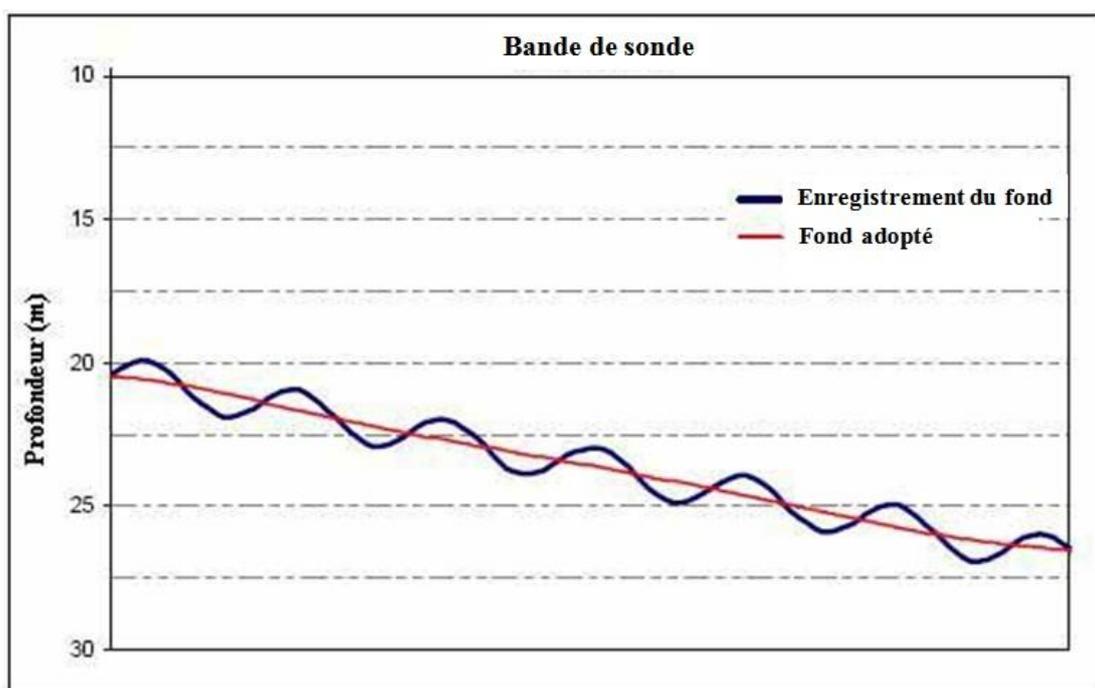


Fig. 3.28 « Filtrage manuel du pilonnement »

5.1.4.5 Erreurs dues au tirant d'eau, au surenfoncement, à l'accroupissement et à la position relative du transducteur : La mesure de l'immersion (ou tirant d'eau) de la base est fondamentale pour une mesure précise de la profondeur et sa valeur doit être entretenue durant le levé ; les causes de sa variation sont dues principalement à la consommation d'eau et de carburant. La variation du tirant d'eau, pour un même déplacement, augmente avec la diminution de la flottabilité. L'erreur $dz_{\text{tirant d'eau}}$ se propage directement comme une erreur de profondeur.

Le surenfoncement (*settlement*) se traduit par un enfoncement du bâtiment de sondage quand il est en route par rapport à son tirant d'eau stoppé. Ce phénomène qui est particulièrement perceptible dans les eaux peu profondes est dû à la dépression locale de la surface de l'eau dans laquelle le navire se meut. L'erreur due au surenfoncement s'écrit $dz_{\text{surenfoncement}}$.

L'accroupissement (*squat*) est un autre effet dynamique qui correspond à un changement d'assiette du navire comparé à sa position stoppé. Ce phénomène est une réponse à l'élévation et à la dépression de la surface de l'eau autour de la coque résultant des systèmes de vagues d'étrave et de poupe. Pour les porte-sondeurs sensibles à l'accroupissement, celui-ci est

* NdT: ou le tiers de cette distance, selon la pratique recommandée par le SHOM en France.

généralement fourni par une table en regard de la vitesse du navire. L'erreur d'accroupissement s'écrit $dz_{\text{accroupissement}}$.

La position relative du transducteur par rapport aux capteurs de mouvement ou au compensateur de pilonnement doit être prise en compte pour corriger la profondeur en fonction du pilonnement induit, voir 5.1.4.4.

L'erreur totale dz_i due au décalage d'immersion de la base du transducteur est égale à :

$$dz_i = \sqrt{dz_{\text{tirant d'eau}}^2 + dz_{\text{surenfoncement}}^2 + dz_{\text{accroupissement}}^2} \quad (3.51)$$

tandis que la variance totale de l'écart de profondeur correspondant s'écrit :

$$\sigma_i^2 = \sigma_{\text{tirant d'eau}}^2 + \sigma_{\text{surenfoncement}}^2 + \sigma_{\text{accroupissement}}^2 \quad (3.52)$$

où $\sigma_{\text{tirant d'eau}}^2$, $\sigma_{\text{surenfoncement}}^2$ et $\sigma_{\text{accroupissement}}^2$ sont les variances respectives des erreurs de tirant d'eau, de surenfoncement et d'accroupissement.

5.1.4.6 La lecture des enregistrements et la résolution de la mesure de profondeur dépendent des principes de fonctionnement du sondeur. Dans le cas d'un enregistrement analogique, l'opérateur doit régler le sondeur durant le levé afin d'obtenir une trace nette et une résolution adéquate tandis qu'avec l'enregistrement numérique, son attention doit se concentrer sur le processus d'acquisition des données.

Avec les bandes de sonde, le gain et l'intensité doivent être réglés pour obtenir un enregistrement lisible, aussi une échelle verticale offrant une discrimination suffisante doit-elle être sélectionnée. A cet effet on utilisera couramment les fenêtres de réception (§ 5.1.1.1.).

La bande de sonde doit être préparée en vue de son exploitation. Cette tâche consiste à sélectionner les points de l'enregistrement qui correspondent au choix de sondes, lequel sera réalisé au moyen d'un répartiteur.

L'erreur associée à la lecture de l'enregistrement dépend de l'expérience et de la patience de l'hydrographe. Si l'on considère par exemple une bande de sonde de 20 cm de large et l'échelle 0 – 200 mètres, une erreur de lecture de 0,5mm se traduira par une erreur sur la profondeur de 0,5m et cette échelle n'est pas adaptée aux eaux peu profondes. L'erreur de lecture s'écrira dz_{lect} et sera associée à la variance σ_{lect}^2 .

5.1.4.7 L'interprétation de l'écho est la responsabilité de l'hydrographe. Cette interprétation nécessite de l'expérience pour identifier les formes particulières, les échos multiples et les faux échos.

a) Les **faux échos** sont causés par des corps étrangers tel que des algues ou des bancs de poissons dans la colonne d'eau (Figure 3.29), ou par des couches d'eau séparées par des changements brusques de température ou de salinité ou les deux.

Les faux échos sont enregistrés occasionnellement par les sondeurs ou peuvent être interprétés à tort comme étant des profondeurs correctes. En cas de doute sur la validité d'une sonde, une recherche devra être faite et le profil resondé si nécessaire.

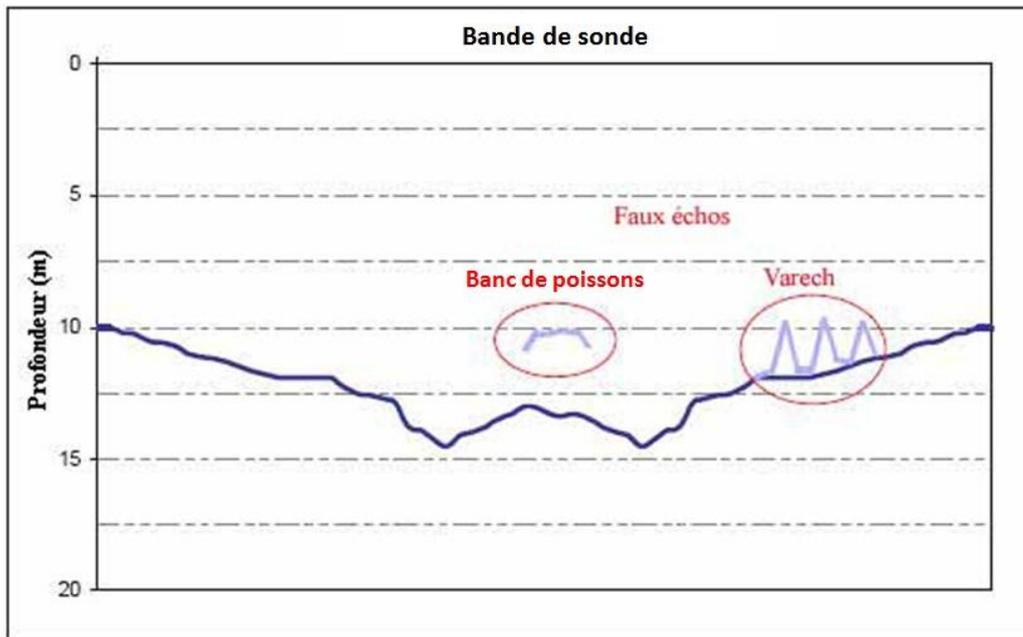


Fig. 3.29 « Enregistrement de faux échos »

- b) **Échos multiples ou doubles échos** : Ce sont les doubles échos reçus après la première réception par suite de la multiplicité des réflexions aller-retour entre le fond et la surface, voire avec la coque du navire hydrographique elle-même. Ces réflexions sont généralement enregistrées comme étant des multiples du premier fond (Figure 3.30).*

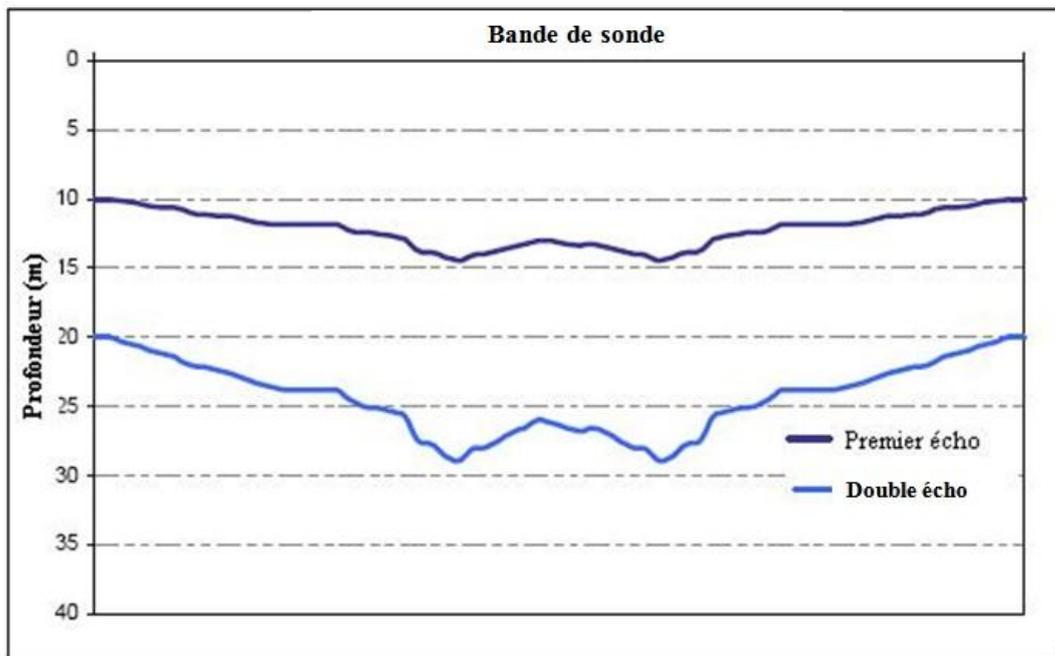


Fig. 3.30 « Enregistrement d'échos multiples »

- c) **Pilonnement** : Les mouvements d'ascenseur causés par l'état de la mer peuvent être compensés par le capteur de pilonnement ou filtrés manuellement sur la bande de sonde.

* NdT: Se méfier de la combinaison dangereuse d'un double écho et d'un mauvais choix de fenêtre de réception. Un navire hydrographique a pu exécuter ainsi un levé en poursuivant le double écho du fond dans une fenêtre de réception. Ce n'est qu'en se mettant à l'abri dans une baie comportant un seuil de 10 mètres, alors que le sondeur en indiquait 20, qu'il s'est rendu compte qu'il était accroché sur un faux écho.

L'expérience de l'hydrographe est alors l'outil utilisé bien qu'il soit parfois difficile de distinguer le pilonnement des irrégularités du fond.

- d) **Échos latéraux** : Ce sont également de faux échos mais qui résultent de détections par les lobes secondaires et qui donnent lieu à des erreurs de mesure des profondeurs et du positionnement (voir 4.2).
- e) **Sédiments meubles** : Ils sont généralement détectés par les sondeurs à haute fréquence. Dans les eaux peu profondes, il est recommandé d'utiliser deux fréquences en même temps pour différencier les sédiments meubles du fond rocheux (Figure 3.31).

5.1.4.8 Réduction des profondeurs : Les profondeurs mesurées, corrigées de l'attitude du porte-sondeur, sont réduites au système de référence vertical par prise en compte de la marée. L'erreur due à la marée est notée $dz_{\text{marée}}$.

A l'erreur de mesure de la marée s'ajoute parfois une erreur plus significative, celle de la correction cotidiale qui résulte de la différence entre la marée sur zone et la marée observée à la côte. Cette erreur d'extrapolation, notée dz_{cotidale} , peut être assez significative à quelques miles du marégraphe (voir chapitre 4). Un modèle de marée ou des moyennes pondérées de deux marégraphes ou plus peuvent être requis.

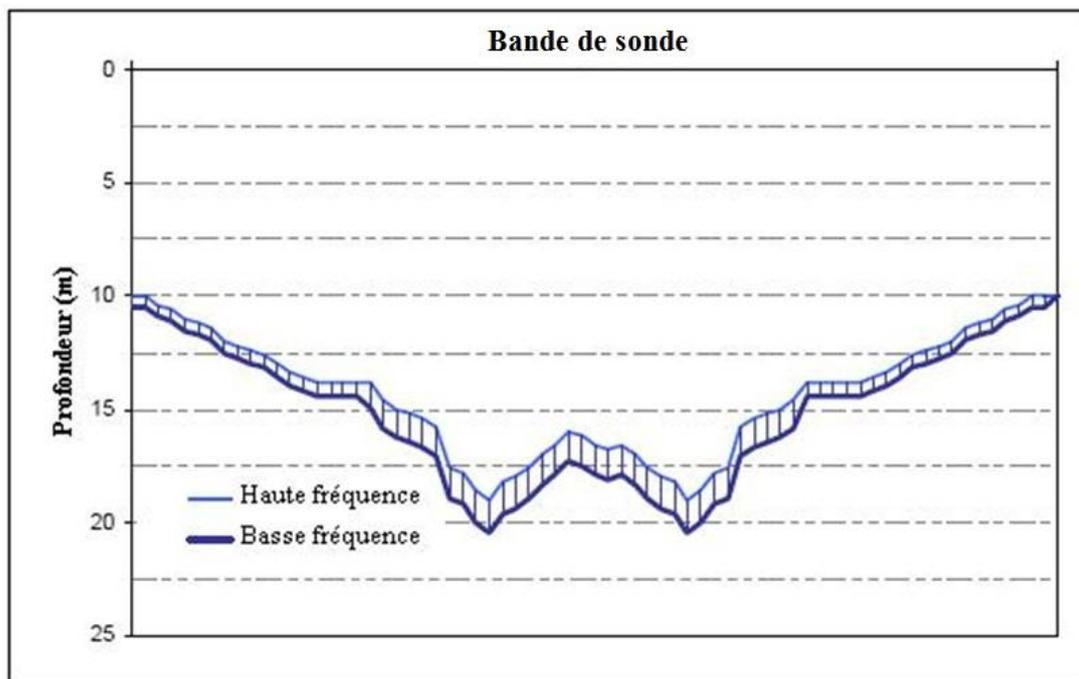


Fig. 3.31 « Enregistrement de sondeur bi-fréquence »

La variance $\sigma_{\text{marée}}^2$ de la marée due aux erreurs de mesure et à la variation cotidiale s'écrit :

$$\sigma_{\text{marée}}^2 = \left(\sigma_{\text{marée}_m}^2 + \sigma_{\text{cotidale}}^2 \right) \quad (3.53)$$

où $\sigma_{\text{marée}_m}^2$ est la variance de la mesure et $\sigma_{\text{co-tidal}}^2$ la variance de l'erreur cotidiale.

La détermination de la marée associée au positionnement RTK (cinématique GPS temps réel) permet d'accéder à une marée locale précise, cependant le calcul nécessite un modèle des différences entre l'ellipsoïde de référence, le WGS84 et le système de référence vertical.

Le contrôle de qualité est réalisé statistiquement par comparaison des sondes obtenues aux nœuds des profils traversiers de vérification et des profils du sondage régulier. Les résultats de cette comparaison doivent être en accord avec les normes de précision de la S-44 (Figure 3.32).

Avec les notations introduites précédemment, la variance des erreurs de profondeur est égale à :

$$\sigma_z^2 = \sigma_{z_c}^2 + \sigma_{z_t}^2 + \sigma_h^2 + \sigma_i^2 + \sigma_{lect}^2 + \sigma_{marée}^2 \tag{3.54}$$

L'erreur de profondeur estimée avec un niveau de confiance à 1σ (68 %) est la racine carrée de l'équation 3.54. Dans l'hypothèse où les composantes des erreurs suivent approximativement une loi de distribution normale, l'erreur estimée de la profondeur réduite, avec un niveau de confiance à 2σ (95%), est obtenue en remplaçant chaque terme de forme σ_n^2 par $(2\sigma_n)^2$.

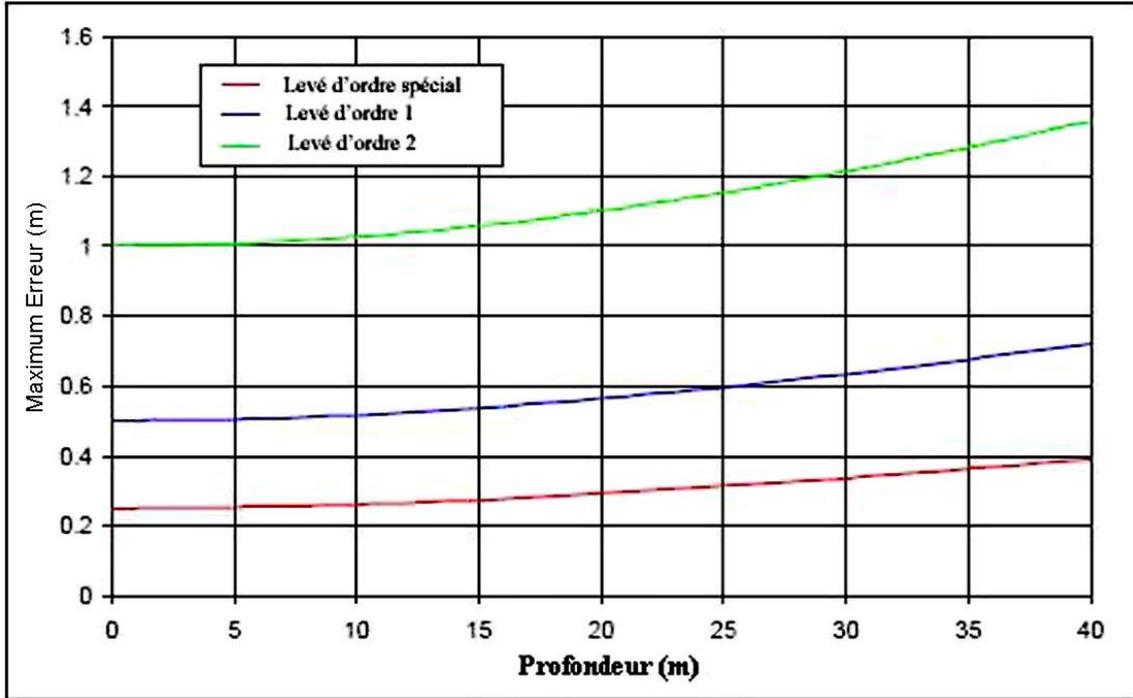


Fig.3.32 « Norme de précision pour les levés d'ordre spécial, d'ordre 1 et d'ordre 2 (S-44) »

Il est recommandé pour chaque levé de créer un budget d'erreurs afin de vérifier que les sondages sont bien conformes aux normes de la S-44. Les tableaux et la figure 3.33 de l'exemple qui suit représentent un budget d'erreur pour un sondeur et un environnement donnés.

Exemple :

Caractéristiques du sondeur		Conditions opérationnelles	
Type	= Monofaisceau (modèle x)	Célérité moyenne	= 1 500 m/sec
Fréquence	= 200 kHz	Pilonnement	= 1 m
Ouverture du lobe	= 20°	Roulis	= 5°
Durée d'impulsion	= 0,1 ms	Vitesse de sonde	= 8 nœuds
		Surenfoncement (<i>settlement</i>)	= N/A
		Accroupissement (<i>squat</i>)	= 0,05 m

Erreurs estimées ou erreurs standard (1 σ) :		Erreurs estimées (2 σ) :	
Err. de tirant d'eau	= 0,05 m	(confiance de 95%) Err. de tirant d'eau	= 0,10 m
Err. de célérité	= 5 m/s	Err. de célérité	= 10 m/s
Erreurs sur la sonde :		Erreurs sur la sonde :	
Err. de célérité	= (5/1 500)·z m	Err. de célérité	= (5/1 500)·z m
Err. de temps	= 0,02 m	Err. de temps	= 0,02 m
Err. d'accroupissement	= 0,05 m	Err. d'accroupissement	= 0,05 m
Err. de pilonnement	= 0,10 m	Err. de pilonnement	= 0,10 m
Err. de marée	= 0,05 ms	Err. de marée	= 0,05 ms
Err. cotidale	= 0,05 ms	Err. cotidale	= 0,05 ms

$$\sigma_z^2 = \sigma_{z_c}^2 + \sigma_{z_t}^2 + \sigma_h^2 + \sigma_i^2 + \sigma_{lect}^2 + \sigma_{marée}^2$$

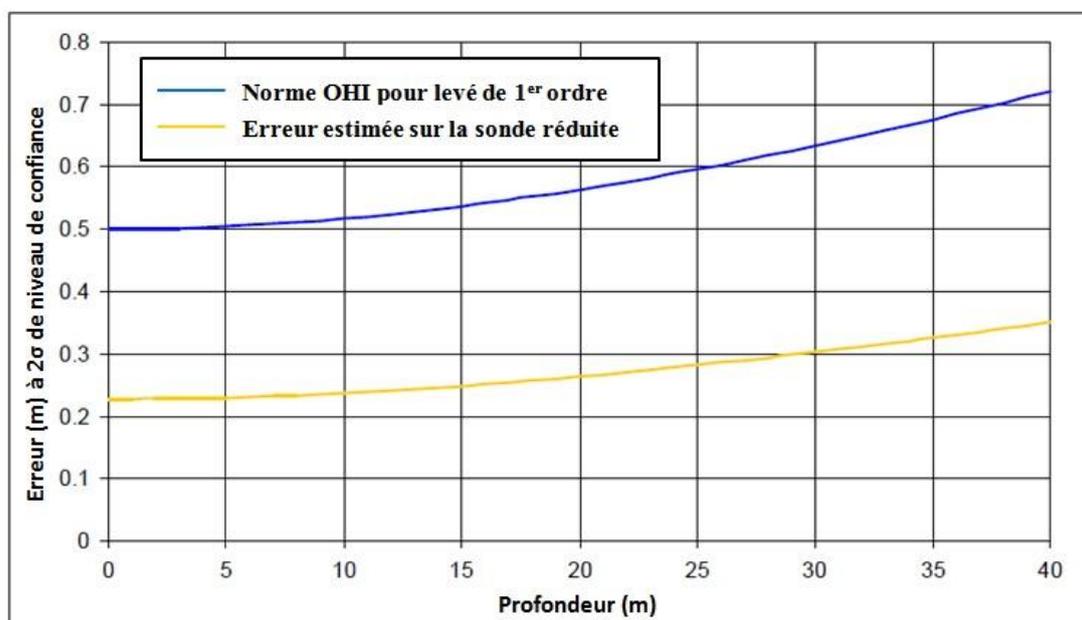


Fig. 3.33 « Estimation de l'erreur de profondeur »

5.2. Systèmes à balayage

Les systèmes à balayage mesurent la profondeur sur une bande située de part et d'autre du transducteur. Ces systèmes sont disposés de façon à ce que le balayage forme un angle droit avec le profil suivi par le porte-sondeur. La surface balayée quand le navire progresse s'appelle une fauchée.

Cette section décrit les sondeurs multifaisceaux et les sonars interférométriques.

5.2.1 Sondeurs multifaisceaux (SMF)

Les SMF sont des instruments précieux pour la détermination des profondeurs quand une couverture totale du fond est requise. Parce qu'ils permettent une insonification totale, ces systèmes ont une plus grande résolution et une meilleure capacité de détection.

5.2.1.1 Principes de fonctionnement : Le principe de fonctionnement des SMF est basé, en général, sur l'émission d'une impulsion en forme d'éventail dont l'énergie acoustique est ensuite réfléchi par le fond. Le SMF comporte plusieurs faisceaux d'incidence connue, formés

électroniquement en utilisant des techniques de traitement du signal. Le trajet aller-retour entre l'émission et la réception est calculé par des algorithmes de détection du fond. En traçant les rayons sonores (voir 5.2.1.8.1), il est possible de déterminer la profondeur et la distance séparant le SMF du centre des pastilles insonifiées.

Le faisceau émis est étroit dans l'axe du navire et large par le travers ; inversement les faisceaux formés à la réception sont étroits par le travers et allongés dans l'axe. Les intersections des faisceaux avec le plan du fond définissent des pastilles insonifiées pour lesquelles les profondeurs sont mesurées.

Les profondeurs étant mesurées à partir d'une plateforme mobile dotée de six degrés de liberté (trois translations et trois rotations), il est nécessaire d'observer soigneusement la latitude, la longitude, le pignonement, le roulis, le tangage et le cap pour calculer avec précision les profondeurs et les positions associées.

A. La **détection du fond** est le processus consistant à déterminer le temps d'arrivée et l'amplitude du signal acoustique réfléchi par le fond ; sa fiabilité affecte la qualité des mesures. Les erreurs grossières de profondeur peuvent, entre autres, être liées à la mauvaise performance des algorithmes utilisés pour la détection du fond ; ces derniers peuvent être divisés en deux catégories, la détection par l'amplitude et la détection par la phase.

a) **Détection par l'amplitude** : le transducteur émet une impulsion acoustique vers le fond et déclenche la période d'écoute. Au cours de cette phase, le signal réfléchi est échantillonné dans le temps pour chaque faisceau. Le temps de parcours du signal pour le point correspondant à la profondeur est défini par l'amplitude de l'écho (Figure 3.34).

Les méthodes les plus courantes de détection par l'amplitude sont décrites ci-dessous :

i) **Front montant du signal réfléchi** : cette méthode est généralement utilisée quand l'angle d'incidence du signal est voisin de zéro degré. L'instant de détection du fond est déterminé par l'arrivée du front montant du premier signal reçu.

Avec l'augmentation des angles d'incidence, le signal de retour perd de la netteté que lui valait son bref temps de parcours et l'identification du front montant n'est plus possible. Deux autres méthodes peuvent être employées qui prennent en compte les variations de la force des signaux réfléchis par l'empreinte acoustique.

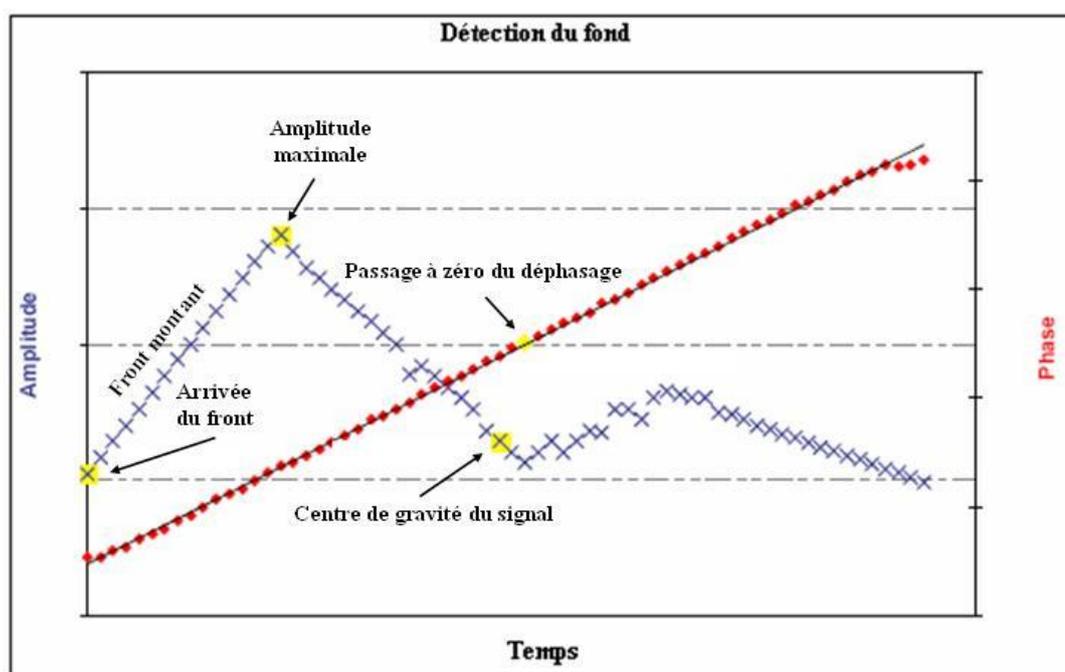


Fig. 3.34 « Méthodes de détection de l'écho du fond »

ii) Amplitude maximale du signal réfléchi : la détection du fond correspond à l'instant de l'amplitude maximale de rétrodiffusion.

iii) Centre de gravité du signal réfléchi : la détection du fond correspond à l'instant du centre de gravité du signal.

b) **Détection par la phase** : La détection par l'amplitude est utilisée pour les faisceaux intérieurs (près du nadir) qui correspondent à une forte amplitude de rétrodiffusion et à un faible échantillonnage. Pour les faisceaux extérieurs, l'amplitude de la rétrodiffusion diminue et l'échantillonnage devient très grand ; l'écho est dégradé dans le temps et les méthodes de détection par l'amplitude obtiennent de mauvais résultats. Le phénomène est accentué quand le fond est en pente dans une direction transversale opposée à la source. La détection par la phase sera alors utilisée pour les grandes incidences.

Dans cette méthode, les transducteurs utilisés pour chaque faisceau sont divisés en deux sous-ensembles qui se recoupent généralement et dont les centres sont séparés par un certain nombre de longueurs d'onde, chaque sous-ensemble formant un faisceau dans une direction angulaire prédéterminée. L'avantage est qu'en cas d'arrivée simultanée d'échos de diverses provenances, le SMF ne prend en compte que ceux du lobe ainsi formé. La mesure des différences de phases est alors utilisée pour estimer le temps d'arrivée de l'écho dans la direction prédéterminée en recherchant le passage à zéro des déphasages [Moustier (de), 1993]. Cette méthode est illustrée par la figure 3.35, dans laquelle l'équivalent du centre des deux sous-ensembles situés à une distance ℓ l'un de l'autre est représenté par A et B et où θ est l'angle du signal reçu, mesuré à partir de l'axe acoustique. Une approximation polynomiale de second ordre peut être appliquée à une petite section encadrant le déphasage estimé afin d'affiner la détection du passage à zéro.

Quand le retour du signal provient de l'axe acoustique, c'est-à-dire pour $\theta = 0$, les signaux des deux sous-ensembles sont en phase, ce qui correspond au temps de parcours de l'onde.

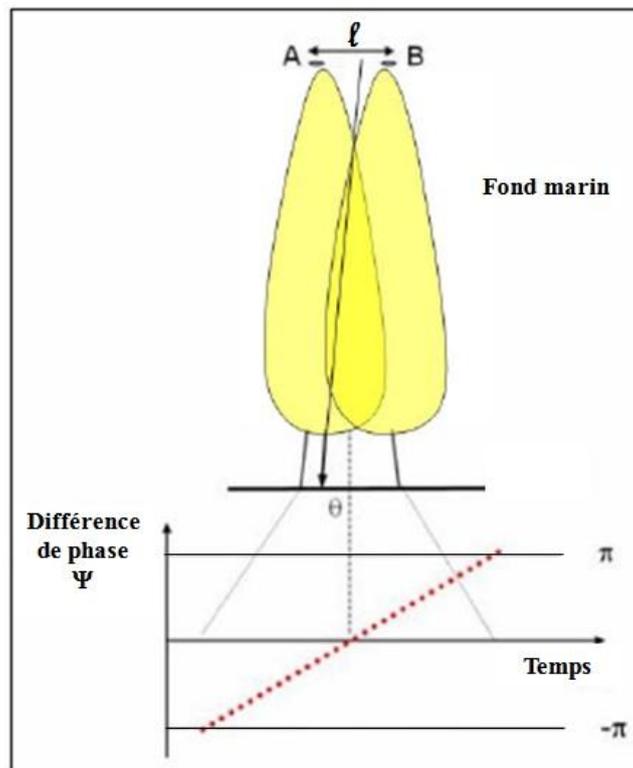


Fig. 3.35 « Détection par la phase (Passage à zéro du déphasage) »

Une combinaison des méthodes par l'amplitude et par la phase est généralement requise pour renforcer la détection sur la totalité de la fauchée. Près du nadir, la détection par l'amplitude est préférée car les temps de parcours pour ces faisceaux sont trop courts pour permettre une détection valable par la phase. La détection par l'amplitude est également utilisée dans le cas de fortes pentes éloignées du nadir et associés à des remontées bathymétriques, à l'exception de la combinaison extrême avec de très fortes pentes dans la direction opposée au transducteur. Une détection par la phase des faisceaux centraux risquerait d'entraîner des erreurs grossières dues à des réflexions à mi-colonne ou à des retours d'échos forts provenant des lobes secondaires. Les détections hors nadir sont mieux interprétées par la phase mais la détection par l'amplitude peut néanmoins être conservée dans le cas de retours forts causés par des différences de réflectivité du fond, par une réflexion quasi-spéculaire ou par des signaux très contrastés, comme il s'en rencontre avec des cibles telles que des épaves ou des roches.

B. Transformations de Fourier rapides (FFT) :

D'après le § 4.2, pendant la formation des faisceaux, les signaux émis par chaque élément de l'antenne sont émis sur le même modèle, mais après introduction d'un retard de temps. La somme des amplitudes des N transducteurs est elle-même une transformation de Fourier du vecteur à N composantes correspondant au modèle de radiation de l'antenne linéaire. Si N est une puissance de 2, le calcul se simplifie et la transformation de Fourier devient une transformation de Fourier rapide⁴⁵ (*Fast Fourier Transform*). Cette méthode a l'avantage d'accélérer le processus de formation du faisceau.

Cette méthode est détaillée par Moustier (de), 1993.

5.2.1.1 Précision : Les mesures de portées et d'angles des SMF sont plus complexes que pour les monofaisceaux. Plusieurs facteurs contribuent aux erreurs de mesures incluant la taille de la fauchée, l'angle d'incidence sur le fond, la largeur des faisceaux émis et reçus, la précision d'attitude et de pilonnement, les algorithmes de détection et les variations du profil de célérité.

On calculera généralement un budget d'erreurs en se basant sur ces facteurs (voir 5.2.1.8).

5.2.1.2 Résolution : Avec leur capacité d'insonification totale, les systèmes multifaisceaux offrent une meilleure représentation du fond et une plus haute résolution cartographique que les monofaisceaux. Pour ce qui concerne la mesure des profondeurs, la résolution va cependant dépendre de la fréquence, de la largeur des faisceaux et des algorithmes de détection.

La résolution de la sonde est fonction de la longueur de l'impulsion et des dimensions de la surface insonifiée. Aux incidences normales, la surface insonifiée par un SMF est relativement petite et par conséquent la résolution sera plus fine que pour un sondeur monofaisceau.

5.2.1.3 La fréquence d'un SMF est choisie en fonction des objectifs du levé et principalement des portées et des résolutions recherchées.

Les fréquences caractéristiques des SMF sont :

- | | |
|------------------------------------|---|
| a. Petits fonds (< 100 mètres) : | fréquences supérieures à 200 kHz; |
| b. Fonds moyens (< 1 500 mètres) : | fréquences comprises entre 50 et 200 kHz; |
| c. Grands fonds (> 1 500 mètres) : | fréquences comprises entre 12 et 50 kHz. |

⁴⁵ Il est toujours possible d'appliquer les FFT même si N n'est pas un carré à condition de compléter les données par des zéros (*zero-padded FFT*), voir Moustier (de), 1993.

5.2.1.4 Capteurs associés aux systèmes intégrés :

En plus du sondeur lui-même, le système SMF inclut également :

- a) Une centrale d'attitude utilisée pour mesurer le roulis, le tangage, les lacets et le pilonnement. Ce capteur est muni d'une unité de mesure inertielle (IMU) et d'un couple de récepteurs GPS avec leurs antennes. Par suite des technologies mises en œuvre, cette centrale est également capable de fournir une position de haute précision.
- b) Un profileur de célérité utilisé pour mesurer la célérité dans la colonne d'eau.
- c) Une célérimètre de coque pour mesurer la célérité à proximité du transducteur. Ceci est une obligation pour une antenne plane avec formation de faisceaux.
- d) Un système de positionnement intégré à la centrale d'attitude, comme on l'a vu plus haut. Le GPS en mode pseudo différentiel ou en mode cinématique temps réel (RTK) est le système le plus couramment utilisé dans le monde.
- e) Un capteur de cap. La solution la plus commode et la plus précise, également intégrée à la centrale d'attitude, est celle du cap fourni par le GPS à deux récepteurs.

5.2.1.5 Installation et étalonnage

Les transducteurs du SMF peuvent être soit fixés sur la coque, soit montés en version hors-bord sur le côté ou devant l'étrave du navire hydrographique. Les transducteurs de coque sont utilisés à bord des grands bâtiments ou pour un emploi permanent. Les autres installations sont réalisées pour un usage temporaire, souvent pour les petites embarcations.

L'étalonnage sur zone test (*patch test*) est une procédure essentielle pour déterminer l'effet composé des *offsets* angulaires (décalages en roulis, tangage, et azimut) du transducteur et de la centrale d'attitude, ainsi que le décalage dû au temps de latence du positionnement. Des analyses et des procédures détaillées peuvent être trouvées dans Godin (1996).

L'étalonnage doit être réalisé à l'installation, en cas de modification significative de cette dernière ou après de longues périodes d'inactivité.

Il convient de vérifier les paramètres d'installation et d'exécuter un profil de célérité pour calculer la réfraction avant de procéder à l'étalonnage.

a) Décalage dû au temps de latence

Le temps de latence (*latency*) est le décalage de temps séparant la mesure de la profondeur de l'instant du calcul de la position. Pour déterminer ce décalage, la procédure consiste à sonder un même profil à deux vitesses différentes par fond en pente. À noter que plus fort est le gradient, plus haute sera la résolution de ce paramètre. La pente devra être régulière et suffisamment étendue pour permettre un échantillonnage adéquat. La Figure 3.36 montre l'étalonnage du temps de latence.

Le temps de latence est obtenu en mesurant l'écart longitudinal des sondes le long de la pente pour différentes vitesses du navire. Pour s'affranchir de l'influence d'un décalage éventuel en tangage, les profils doivent être exécutés dans la même direction.

L'*offset* δt dû au temps de latence a pour valeur :

$$\delta t = \frac{\Delta x}{v_2 - v_1} \quad (3.55)$$

où Δx est l'écart apparent séparant le même profil sondé à la vitesse v_1 , puis v_2 .

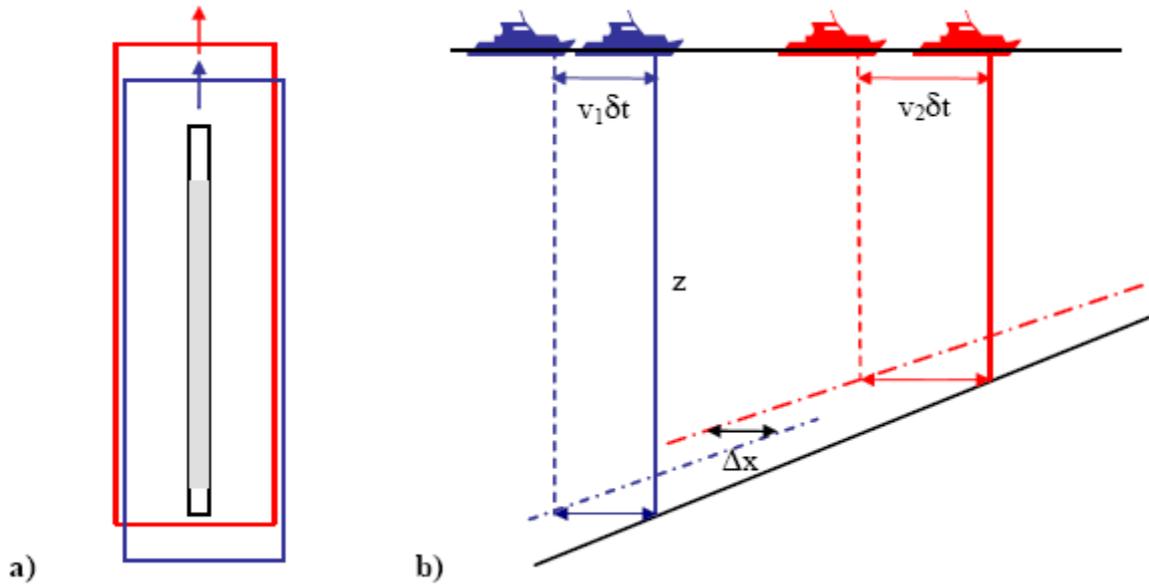


Fig. 3.36 « Étalonnage pour l'offset dû au temps de latence »

- a) Vue du dessus des deux passes du même profil sondé aux vitesses v_1 et v_2 .
 b) Coupe longitudinale faisant apparaître la différence entre le fond réel et les deux enregistrements du même profil sondé à la vitesse v_1 , puis v_2 .

b) Décalage dû au tangage

Le décalage dû au tangage (*pitch offset*) est la somme des décalages angulaires du capteur inertiel et de l'alignement du transducteur avec la verticale locale dans le plan longitudinal du bâtiment. Pour déterminer ce décalage, la procédure consiste à sonder un même profil dans les deux sens et à la même vitesse par fond en pente. Comme pour le temps de latence, plus le gradient est fort, plus haute sera la résolution de ce paramètre. La pente doit être régulière et suffisamment étendue pour permettre un échantillonnage adéquat. La Figure 3.37 illustre l'étalonnage pour le décalage dû au tangage.

Comme pour la détermination précédente, le décalage dû au tangage est obtenu en mesurant l'écart longitudinal des sondes le long de la pente. Pour s'affranchir du temps de latence, le système devra déjà avoir été compensé pour ce paramètre.

L'offset $\delta\theta_T$ dû au tangage a pour valeur :

$$\delta\theta_T = \tan^{-1}\left(\frac{\Delta x}{2 \cdot z}\right) \quad (3.56)$$

où Δx est l'écart apparent d'une sonde du même profil sondé dans un sens, puis dans l'autre.

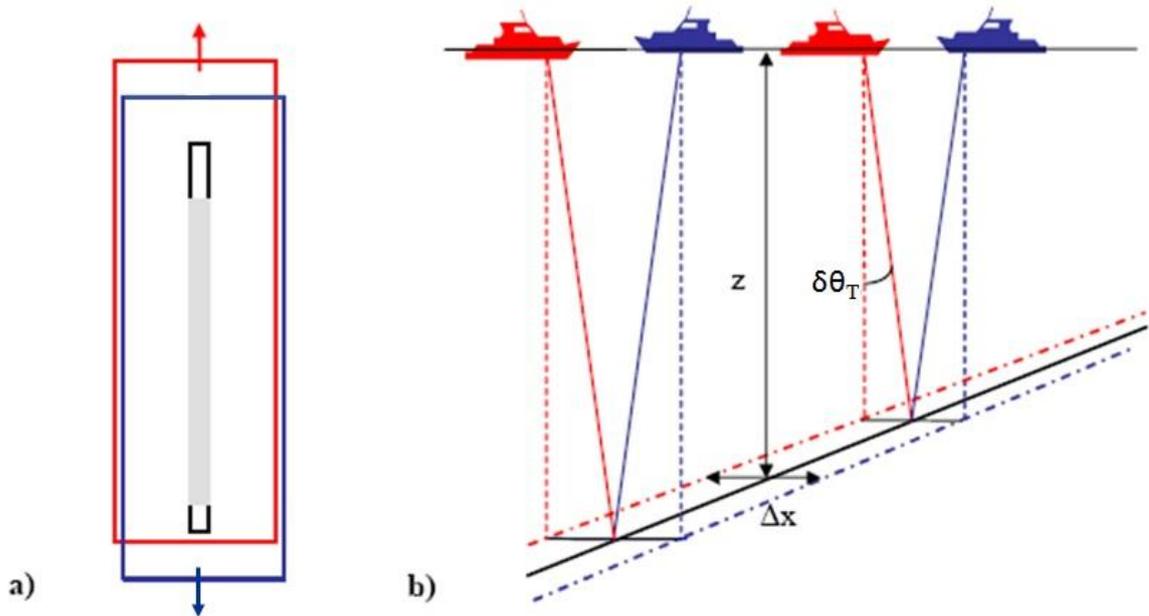


Fig. 3.37 « Étalonnage pour l'offset dû au tangage »

- a) Vue du dessus des deux passes du même profil sondé dans les deux sens.
 b) Coupe longitudinale faisant apparaître l'écart entre le fond réel et les deux enregistrements du même profil sondé dans les deux sens.

c) Décalage dû à l'azimut

Le décalage dû à l'azimut (*azimuthal offset*) est la somme des décalages angulaires du capteur de cap et de l'alignement du transducteur perpendiculairement à l'axe du navire. Pour déterminer ce décalage, la procédure consiste à sonder deux profils adjacents à la même vitesse mais à caps opposés dans une zone comportant un détail bathymétrique caractéristique tel qu'un haut fond. Les faisceaux extérieurs des profils adjacents doivent se recouvrir (pas plus que 20% de la fauchée) dans la zone du détail bathymétrique. La Figure 3.38 montre l'étalonnage du décalage dû à l'azimut.

Comme pour les déterminations précédentes, le décalage dû à l'azimut est obtenu en mesurant l'écart longitudinal du détail bathymétrique observé sur les deux profils adjacents. Pour s'affranchir des décalages dus au temps de latence et au tangage, le système devra déjà avoir été compensé pour ces deux paramètres.

L'offset $\delta\alpha$ dû à l'azimut a pour valeur :

$$\delta\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{\Delta x}{\Delta L}\right) \quad (3.57)$$

où Δx est l'écart apparent du détail bathymétrique observé à partir des deux profils adjacents parcourus en sens opposés et ΔL la distance séparant ces deux profils.

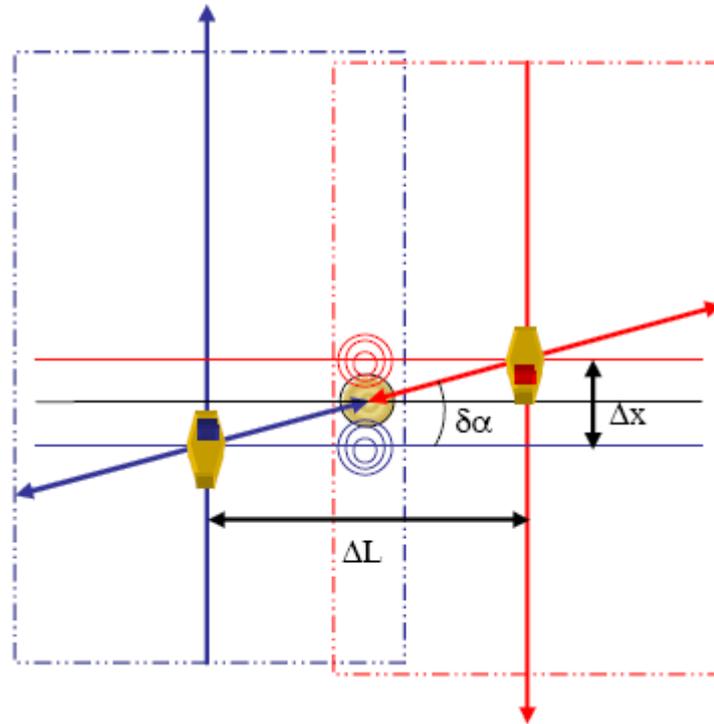


Fig. 3.38 « Étalonnage pour l'offset dû à l'azimut »

d) Décalage dû au roulis

Le décalage dû au roulis (*roll offset*) est la somme des décalages angulaires du capteur inertiel et de l'alignement de transducteur avec la verticale locale dans le plan transversal du bâtiment. Pour déterminer ce décalage, la procédure consiste à sonder un même profil dans les deux sens et à la même vitesse par fond plat et régulier, avec recouvrement des fauchées. La Figure 3.39 montre l'étalonnage pour le décalage dû au roulis.

Comme pour les déterminations précédentes, le décalage dû au roulis est obtenu en mesurant l'écart des profondeurs mesurées par les faisceaux extérieurs des deux profils sondés en sens inverses. Pour s'affranchir des influences du temps de latence, du tangage et de l'azimut, le système devra déjà avoir été compensé pour ces trois paramètres.

L'offset $\delta\theta_R$ dû au roulis a pour valeur :

$$\delta\theta_R = \tan^{-1}\left(\frac{\Delta z}{2 \cdot \Delta y}\right) \quad (3.58)$$

où Δz est l'écart des profondeurs mesurées par les faisceaux extérieurs des deux profils et Δy la demi-fauchée ou la distance du nadir au point où les écarts de profondeurs ont été mesurés.

L'étalonnage est généralement pratiqué en interactif et les compensations ou calculs d'offsets réalisés sur des plages d'échantillonnages afin d'obtenir une moyenne. Les incertitudes affectant les décalages peuvent être du même ordre de grandeur que la répétabilité des capteurs d'attitude.

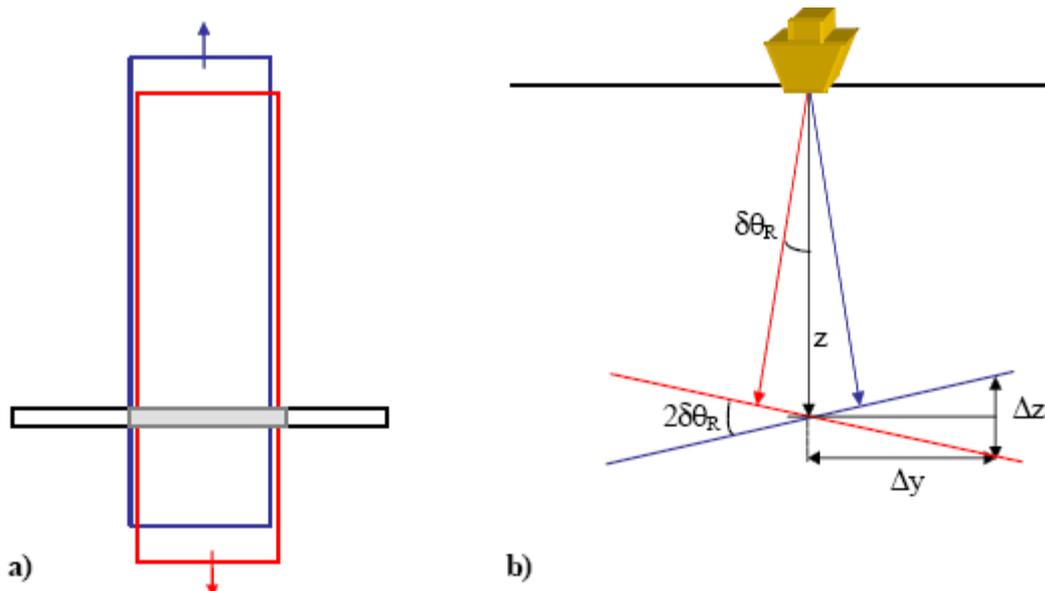


Fig. 3.39 « Étalonnage pour l'offset dû au roulis »

- a) Vue du dessus des deux profils sondés dans un sens puis dans l'autre.
 b) Coupe transversale montrant l'écart en profondeur causé par l'offset dû au roulis.

5.2.1.7 Mise en œuvre du SMF et enregistrement des données

La configuration du porte-sondeur et les paramètres d'étalonnage doivent être vérifiés au début du levé. Certains paramètres opérationnels doivent également être vérifiés, en particulier ceux utilisés durant l'acquisition des données et qui peuvent varier en fonction des zones sondées (par ex. les profondeurs maximales et les profondeurs attendues dans la zone, le taux maximum d'échantillonnage, etc.).

Au début du levé, un profil de célérité doit être exécuté et les résultats transférés au sondeur, généralement pour utilisation en temps réel. La célérité au niveau du transducteur doit être comparée à celle du célérimètre de coque. Durant les sondages, plusieurs profils de célérité doivent être exécutés aux emplacements prédéfinis en fonction des variations temporelles et spatiales de la célérité.

Pendant les sondages, le système est à peu près complètement automatisé, mais l'hydrographe doit cependant vérifier l'acquisition et l'intégrité des données. L'insonification totale et le recouvrement entre fauchées adjacentes doivent être assurés et contrôlés. Il est très important de comparer le recouvrement des faisceaux extérieurs entre fauchées adjacentes et de contrôler les tendances à « sourire » que pourraient présenter les pings (*smile/frown artifacts*).

À la fin de chaque séance de sonde, il est fortement recommandé de sauvegarder les données et de créer une copie de secours.

5.2.1.8 Source d'erreurs et techniques de contrôle de qualité

Les sources d'erreurs ont été discutées au 5.1.4 mais il s'agissait de sondeurs monofaisceaux ; celles qui suivent sont relatives au SMF. Dans le cas des erreurs communes aux deux systèmes, c.à.d. qui ne varient pas avec l'angle du faisceau, on se référera au § 5.1.4. On trouvera d'autres détails sur les incertitudes propres aux SMF dans Hare [1995] et Lurton [2002].

5.2.1.8.1 Erreurs dues à la célérité : les erreurs de célérité se traduisent par des réfractions incorrectes et, par conséquent, par des erreurs de profondeur et de positionnement.

Le tracé du rayon sonore⁴⁶ est basé sur la loi de Descartes/Snellius qui établit la relation entre la direction du rayon et la vitesse de l'onde acoustique.

$$\frac{\sin \theta_0}{c_0} = \dots = \frac{\sin \theta_i}{c_i} = \kappa \quad (3.59)$$

où pour une profondeur z_i , c_i est la célérité, θ_i l'angle d'incidence formé par le rayon et la normale au dioptre et κ le paramètre du rayon.

Considérant le profil de célérité discret de la figure 3.40, il est logique de supposer que le gradient de célérité de la couche située entre deux points du bathycélérogramme est constant. La célérité $c_i(z)$ peut alors s'écrire comme suit :

$$c_i(z) = c_{i-1} + g_i(z - z_{i-1}), \quad \text{pour } z_{i-1} \leq z \leq z_i \quad (3.60)$$

où g_i est le gradient constant de la couche i donné par :

$$g_i = \frac{c_i - c_{i-1}}{z_i - z_{i-1}} \quad (3.61)$$

Dans chaque couche, l'impulsion acoustique suit une trajectoire de rayon de courbure constant ρ_i , donné par :

$$\rho_i = -\frac{1}{\kappa g_i} \quad (3.62)$$

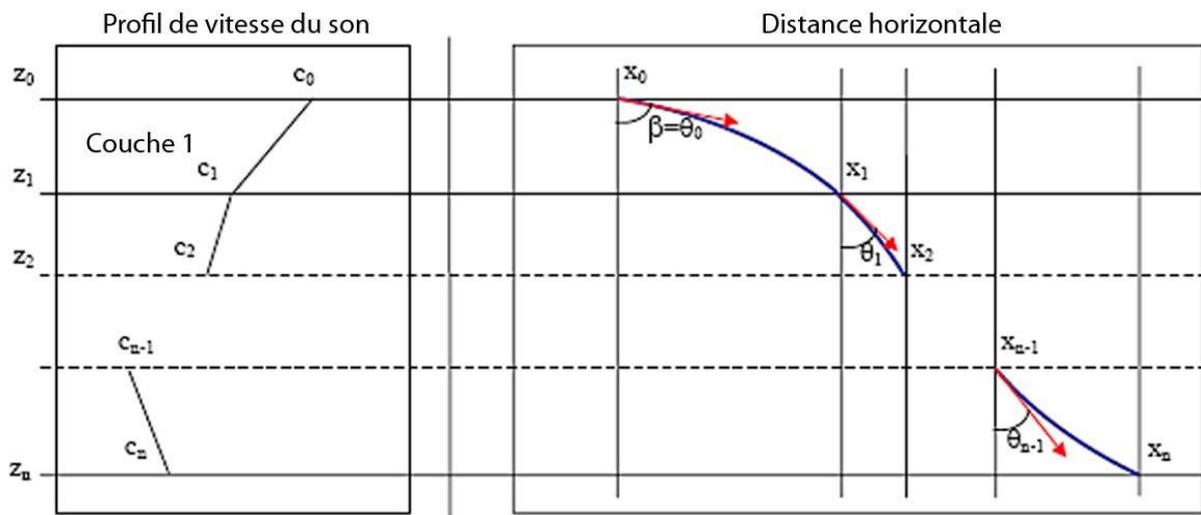


Fig. 3.40 « Tracé des rayons sonores »

Considérant le rayon sonore émis à la profondeur z_0 de célérité c_0 sous un angle d'incidence θ_0 (ou β), la distance horizontale parcourue par l'impulsion acoustique pour traverser la couche i est :

⁴⁶ Le rayon acoustique correspond à une ligne tracée à partir de la source et dont chaque point est porté par la perpendiculaire au front d'onde.

$$\Delta x_i = \rho_i (\cos \theta_i - \cos \theta_{i-1}) = \frac{\cos \theta_{i-1} - \cos \theta_i}{\kappa g_i} \quad (3.63)$$

En remplaçant $\cos(\theta_i)$ par $\sqrt{1 - (\kappa c_i)^2}$, il vient :

$$\Delta x_i = \frac{\sqrt{1 - (\kappa c_{i-1})^2} - \sqrt{1 - (\kappa c_i)^2}}{\kappa g_i} \quad (3.64)$$

et le temps de parcours de l'impulsion acoustique dans la couche i est obtenu par :

$$\Delta t_i = \frac{1}{g_i} \int_{c_{i-1}}^{c_i} \frac{dc}{c \cdot \cos(\theta)} \quad (3.65)$$

qui peut s'écrire :

$$\Delta t_i = \frac{1}{g_i} \ln \left(\frac{c_i}{c_{i-1}} \frac{1 + \sqrt{1 - (\kappa c_{i-1})^2}}{1 + \sqrt{1 - (\kappa c_i)^2}} \right) \quad (3.66)$$

Pour obtenir la distance horizontale totale parcourue par le signal acoustique et le temps de parcours, il suffit de sommer les distances Δx_i et les temps Δt_i depuis le transducteur jusqu'au fond, soit :

$$x = \sum_{i=1}^n \frac{[1 - (\kappa c_{i-1})^2]^{1/2} - [1 - (\kappa c_i)^2]^{1/2}}{\kappa g_i} \quad (3.67)$$

$$t = \sum_{i=1}^n \frac{1}{g_i} \ln \left(\frac{c_i}{c_{i-1}} \frac{1 + \sqrt{1 - (\kappa c_{i-1})^2}}{1 + \sqrt{1 - (\kappa c_i)^2}} \right) \quad (3.68)$$

La profondeur et la position d'une sonde sont le résultat de l'intégration du parcours aller ($\Delta t/2$) de l'impulsion dans la direction déterminée par l'angle d'incidence du faisceau et corrigée du profil de célérité entre la source et le fond.

Avec un profil de célérité à gradient g constant, la profondeur obtenue est :

$$z = \int_0^{\Delta t/2} (c_0 + g \cdot z) \cdot \cos(\theta) dt \quad (3.69)$$

L'erreur dz_c sur la profondeur due à la variation dg du gradient et à la variation dc_0 de la célérité au niveau du transducteur est obtenue par différenciation de l'équation 3.69. Elle a pour approximation :

$$dz_c = \frac{z^2}{2c_0} (1 - \tan^2(\beta)) dg + \frac{z}{c_0} dc_0 \quad (3.70)$$

où β et c_0 sont respectivement l'angle d'incidence du faisceau et la célérité au niveau du transducteur. Dans l'équation 3.70 le premier terme correspond à la fois à la portée et aux erreurs de courbure du rayon dues à la variation de gradient du profil de célérité alors que le second terme correspond aux erreurs de profondeur causées par un *offset* de la célérité à la profondeur du transducteur. En considérant qu'il n'y a pas de corrélation entre ces erreurs, la variance de la profondeur due aux erreurs de célérité s'écrit :

$$\sigma_{z_{c_profil}}^2 = \left(\frac{z^2}{2c_0} \right)^2 (1 - \tan^2(\beta))^2 \sigma_g^2 + \left(\frac{z}{c_0} \right)^2 \sigma_{c_0}^2 \quad (3.71)$$

où σ_g^2 correspond à la variance du gradient du profil de célérité et σ_{c_0} à la variance de la valeur initiale du profil de célérité utilisée pour le calcul des profondeurs.

Dans la pratique, les erreurs de célérité sont difficiles à quantifier et les problèmes de variation temporelle et spatiale peuvent être parfois si importants que la seule solution pratique est de limiter l'angle d'ouverture du SMF.

Il existe une autre erreur due à une valeur erronée ou à une variation de la célérité à l'immersion du transducteur ; cette composante introduit une erreur sur l'angle d'incidence du faisceau, qui entraîne à son tour des erreurs dans la mesure de la profondeur et du positionnement.

Pour la formation du faisceau ou sa stabilisation, il est nécessaire d'introduire des retards de temps dans les éléments du transducteur (4.2). Pour calculer ces retards il est nécessaire de connaître la célérité à la profondeur du transducteur, ce qui est généralement réalisé en installant un capteur de célérité à proximité. Toute erreur de célérité au niveau de la base du transducteur se propagera en tant qu'erreur de l'angle d'incidence du faisceau (Figure 3.41).

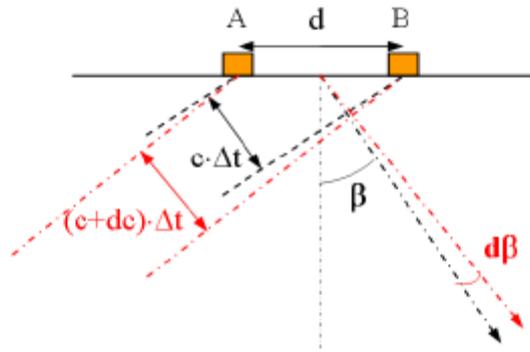


Fig. 3.41 « Erreur de formation du faisceau due à une erreur de célérité »

Le retard de temps introduit pour former le faisceau est obtenu par :

$$\Delta t = \frac{d}{c_0} \sin(\beta) \quad (3.72)$$

soit

$$\beta = \text{Arcsin} \left(\frac{c_0 \cdot \Delta t}{d} \right). \quad (3.73)$$

Par différenciation et simplification appropriée, on obtient :

$$d\beta = \frac{\tan(\beta)}{c_0} dc_0. \quad (3.74)$$

En se propageant, l'erreur de formation du faisceau entraîne une erreur de profondeur de :

$$dz_\beta = -\frac{z}{c_0} \cdot \tan^2(\beta) dc_0. \quad (3.75)$$

La variance de l'erreur de profondeur due à une erreur de formation du faisceau est alors :

$$\sigma_{z\beta}^2 = \left(\frac{z}{c_0} \right)^2 \tan^4(\beta) \sigma_{c_0}^2 \quad (3.76)$$

où $\sigma_{c_0}^2$ correspond à la variance de la célérité utilisée pour la formation du faisceau, généralement mesurée par le capteur de coque.

Finalement, la variance totale estimée de la profondeur due aux erreurs de célérité s'écrit comme suit :

$$\sigma_{zc}^2 = \sigma_{zc_profil}^2 + \sigma_{z\beta}^2 \quad (3.77)$$

Les erreurs mentionnées ci-dessus peuvent être détectées par examen visuel des enregistrements visant notamment à détecter les courbures anormales des rayons sonores.*

5.2.1.8.2 Erreurs dues à l'attitude : les mesures des profondeurs dépendent des erreurs de tangage et de roulis dont les contributions au bilan d'erreurs s'écrivent comme suit :

$$dz_{\theta_R} = R \cdot \cos(\theta_T) \cdot \sin(\beta - \theta_R) d\theta_R \quad (3.78)$$

et

$$dz_{\theta_P} = R \cdot \sin(\theta_T) \cdot \cos(\beta - \theta_R) d\theta_P \quad (3.79)$$

Les variances des erreurs sur la profondeur sont respectivement :

$$\sigma_{z\theta_R}^2 = (z \cdot \cos(\theta_T) \cdot \tan(\beta - \theta_R))^2 \sigma_{\theta_R}^2 \quad (3.80)$$

et

$$\sigma_{z\theta_T}^2 = (z \cdot \sin(\theta_T))^2 \sigma_{\theta_T}^2 \quad (3.81)$$

La variance des erreurs totales de profondeur dues à l'attitude et au pilonnement du porte-sondeur sont :

$$\sigma_{zattitude}^2 = \sigma_{z\theta_R}^2 + \sigma_{z\theta_T}^2 + \sigma_h^2 \quad (3.82)$$

où σ_h^2 est la variance du pilonnement.

5.2.1.8.3 Erreurs dues au tirant d'eau, au surenfoncement, à l'accroupissement et à la position relative du transducteur : la mesure précise de l'immersion du transducteur et la connaissance du comportement en route du porte-sondeur, de son surenfoncement et de son accroupissement, sont fondamentales pour obtenir une bonne précision des profondeurs mesurées. Les erreurs affectant ces paramètres contribuent à l'erreur sur la profondeur, et ce, indépendamment de l'incidence des faisceaux.

La variance totale de l'erreur sur la sonde due à une erreur de mesure de l'immersion du transducteur (tirant d'eau) déjà exprimée au § 5.1.4.5, a pour valeur :

* NdT: Cet examen n'est vraiment valable que par fond plat. Quand le ping est relevé aux extrémités (on dit qu'il « sourit »), il y a lieu de refaire un profil de célérité, ou de réduire l'angle d'ouverture du SMF.

$$\sigma_i^2 = \sigma_{\text{tirant d'eau}}^2 + \sigma_{\text{surenfoncement}}^2 + \sigma_{\text{accroupissement}}^2 \quad (3.83)$$

où $\sigma_{\text{tirant d'eau}}^2$, $\sigma_{\text{surenfoncement}}^2$ et $\sigma_{\text{accroupissement}}^2$ sont les variances respectives des erreurs de tirant d'eau, de surenfoncement et d'accroupissement.

5.2.1.8.4 Erreur due à la réduction de la profondeur : cette erreur a déjà été analysée au § 5.1.4.8.

Le contrôle de qualité (QC) peut être effectué statistiquement par comparaison des profils de vérification avec la surface bathymétrique générée à partir des profils du sondage régulier. Les écarts statistiques générés par cette comparaison doivent être conformes aux précisions recommandées par la S-44.

La variance estimée des erreurs de profondeurs réduites obtenue en additionnant les variances précédentes, a pour expression :

$$\sigma_z^2 = \sigma_{z_c}^2 + \sigma_{z_{\text{attitude}}}^2 + \sigma_i^2 + \sigma_{\text{marée}}^2 + \sigma_{z_{\text{détection}}}^2 \quad (3.84)$$

où $\sigma_{z_{\text{détection}}}$ correspond à la variance de l'erreur de profondeur telle que déterminée par l'algorithme de détection implanté dans le système SMF [Lurton, 2002].

L'erreur estimée de profondeur à 68% de confiance (ou 1σ) est la racine carrée de l'équation 3.84. Dans l'hypothèse d'une répartition gaussienne, l'erreur estimée à 95% de confiance (ou 2σ), est obtenue par substitution de tous les termes de forme σ_n^2 par $(2\sigma_n)^2$.

5.2.2 Sonars interférométriques

5.2.2.1 Les systèmes interférométriques : Ces systèmes utilisent la phase du signal sonore pour mesurer l'angle du front d'onde réfléchi par le fond marin ou par une cible acoustique. Ce principe diffère de celui du SMF qui forme au sein de la fauchée des faisceaux dont chacun détermine une profondeur, soit par l'amplitude soit par la phase [Hughes Clarke, 2000].

Ces sonars comportent deux antennes horizontales ou plus qui produisent chacune un faisceau étroit dans l'axe du profil et large en travers. L'une de ces antennes est utilisée pour l'émission et l'insonification d'une fraction de surface sous-marine, dispersant de l'énergie acoustique dans toutes les directions dont une partie retourne vers les transducteurs, lesquels mesurent l'angle du front d'onde. La portée est également calculée sur la durée du trajet aller-retour.

Il existe plusieurs méthodes pour mesurer l'angle du front d'onde. La méthode la plus simple consiste à combiner les signaux identiques de deux antennes, dont les interférences forment une figure de franges correspondant aux égales variations de phase des signaux acoustiques. Si les deux transducteurs sont séparés par une demi-longueur d'onde, le zéro de phase générera une frange unique perpendiculairement à l'axe des antennes dans une direction déterminée sans ambiguïté. Si les transducteurs sont séparés par plusieurs longueurs d'onde, l'angle du front d'onde correspondra aux directions des maxima (ou des minima) du signal reçu (Figure 3.42). Cependant, cette méthode utilisée seule ne produisant que quelques mesures, on lui ajoutera le gradient des franges afin d'étendre son domaine d'application.

5.2.2.2 Sonars à balayage vers l'avant : Les sonars à ouverture horizontale sont utilisés pour détecter les obstructions par balayage mécanique ou électronique sur l'avant du bâtiment. Ces systèmes sont particulièrement bien adaptés à la détection des obstructions dans les zones non ou mal hydrographiées.

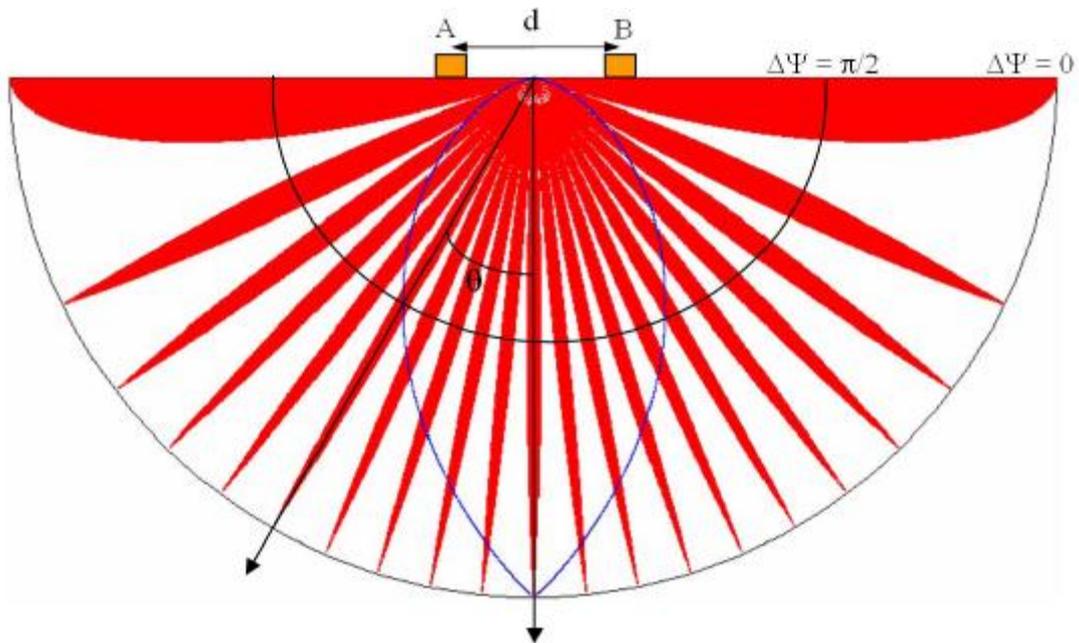


Fig. 3.42 « Figure de franges résultant d'interférences constructives ou destructives de signaux reçus par deux antennes situées à une distance l'une de l'autre égale à dix fois la longueur d'onde acoustique (rouge) et à la demi-longueur d'onde (bleu) »

6. SYSTEMES NON ACOUSTIQUES

En complément des systèmes acoustiques présentés dans les sections précédentes, d'autres systèmes électromagnétiques peuvent également être utilisés pour déterminer les profondeurs, tels que le laser aéroporté, les systèmes à induction électromagnétique et l'altimétrie satellitale. Ces systèmes, ainsi que certaines méthodes mécaniques anciennes de sonde et de dragage, sont décrits ci-après.

6.1 Sondeurs laser aéroportés

Les sondeurs laser⁴⁷ offrent à la fois une alternative et un complément aux systèmes acoustiques pour les levés en eaux peu profondes [Guenther et al., 1996].

Un sondeur laser est composé d'un dispositif de balayage, d'un système global de positionnement (GPS) et d'une centrale de mesure inertielle (IMU).

6.1.1 Principe de fonctionnement

Le laser hydrographique aéroporté, ou lidar (*Light Detection And Ranging*), est un système de mesure de la profondeur de l'eau. Ce système émet des impulsions laser à deux fréquences (bleu-vert et infrarouge) par balayage d'une fauchée perpendiculaire à l'axe de vol ; il enregistre le retour des deux impulsions lumineuses, la première réfléchiée par la surface de l'eau et la seconde par le fond marin (Figure 3.43). La différence de temps mesurée entre les deux retours est convertie en distance.

⁴⁷ Laser est l'acronyme de *Light Amplification by Stimulated Emission of Radiation*. Le laser consiste essentiellement en une diode émettrice qui produit une lumière cohérente à une fréquence spécifique.

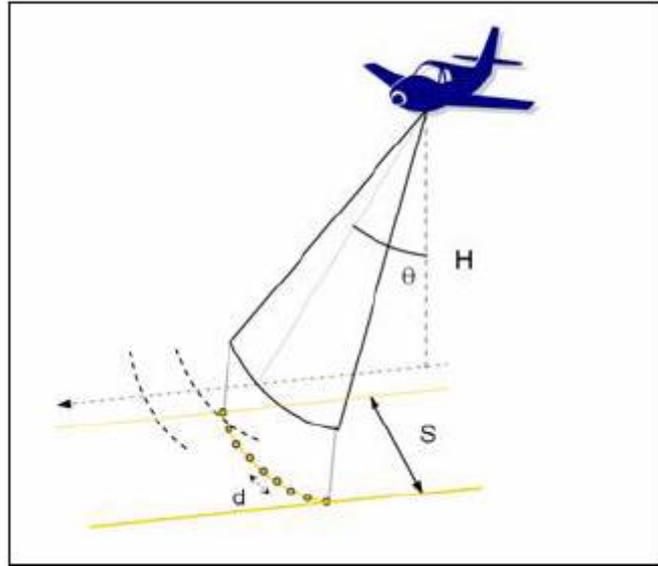


Fig. 3.43 « Géométrie de la mesure lidar »

La propagation de la lumière dans l'eau de mer, comme celle du son, est fonction de la température, de la pression et de la salinité. L'eau de mer est, jusqu'à un certain point, transparente à la lumière. Par conditions idéales, sans matières en suspension, l'atténuation est fonction de l'absorption et de la dispersion.

Pour les fenêtres infrarouges et visibles du spectre électromagnétique, la transparence de l'eau de mer dépend de la quantité de matières en suspension. C'est elle⁴⁸ qui fixe la limite d'utilisation du lidar en sondage. La profondeur maximale d'utilisation du lidar est approximativement 2 à 3 fois la profondeur observée avec un disque de Secchi⁴⁹.

Une impulsion lumineuse bi-fréquence est émise vers la mer. Une partie de l'énergie du faisceau infrarouge est réfléchié par la surface vers l'avion. Le faisceau bleu-vert pénètre dans l'eau, est partiellement réfléchi par le fond marin puis détecté par le récepteur. En utilisant un système précis de mesure du temps et connaissant la vitesse de propagation de la lumière dans l'eau, la distance du fond peut être mesurée. Le calcul de la profondeur nécessite de tenir compte de la loi de réfraction de Descartes-Snellius (Figure 3.44).

$$\frac{\sin \theta_a}{c_a} = \frac{\sin \theta_w}{c_w} \quad (3.85)$$

où θ_a est l'angle d'incidence dans l'air, θ_w l'angle de réfraction dans l'eau de mer et c_a et c_w les vitesses respectives de la lumière dans l'air et dans l'eau.

⁴⁸ La transparence de l'eau de mer, c.-à-d. la transmission de la lumière visible à travers l'eau, peut être mesurée de façon quantitative en déterminant les profondeurs mesurées par un disque de Secchi.

⁴⁹ Le disque de Secchi est un instrument simple destiné à la mesure de la transparence de l'eau. Il est constitué d'une plaque blanche d'environ 30 cm de large, attachée horizontalement à une ligne graduée en mètres. Le disque est descendu dans l'eau de mer et la profondeur à laquelle il n'est plus visible est notée.

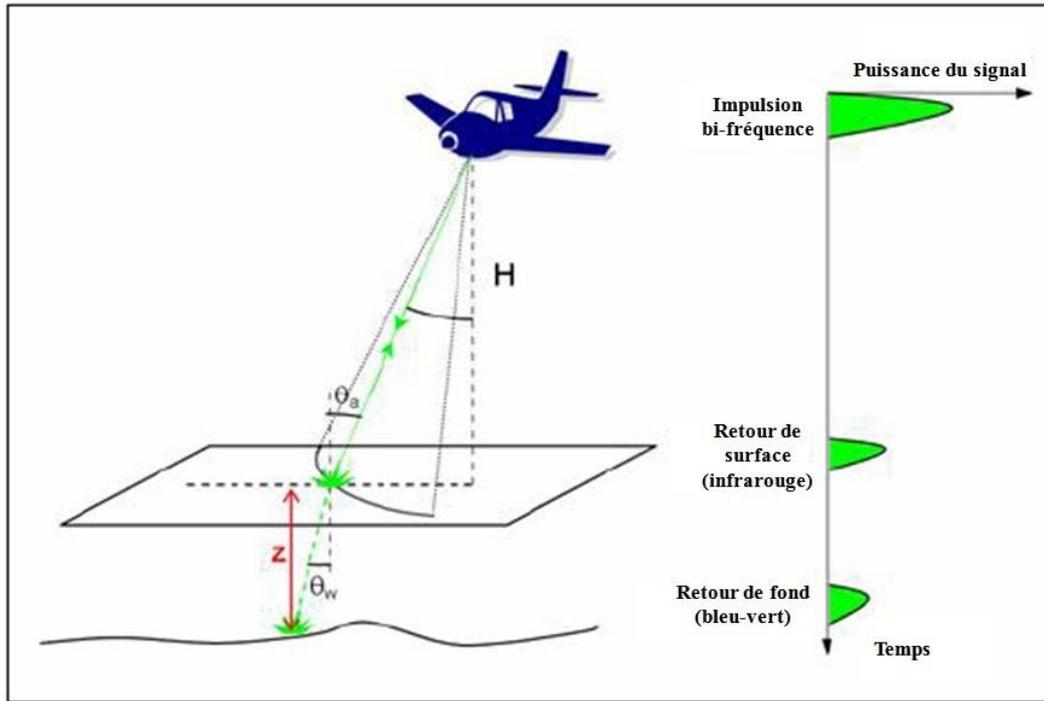


Fig. 3.44 « Principe de fonctionnement du lidar »

6.1.2 Capacités et limitations

Les lidars sont efficaces en eaux peu profondes en raison de leur rendement remarquable [Axelsson et Alfredsson - 1999] résultant de la vitesse de l'aéronef et de la largeur de balayage qui est indépendante de la profondeur de l'eau. A l'inverse, les SMF opèrent à faible vitesse et leur fauchée est proportionnelle à la profondeur (généralement 2 à 7 fois la profondeur de l'eau).

Les lidars assurent une couverture quasi-totale des fonds dans des conditions extrêmes de salinité et de température, là où les systèmes acoustiques peuvent produire des données de mauvaise qualité.

La sécurité des vedettes de sonde est un autre avantage du lidar, particulièrement dans les eaux dangereuses pour la navigation.

Malgré les avantages ci-dessus, les lidars sont très sensibles aux matières en suspension et à la turbidité dans la colonne d'eau. Par conditions optimales, c.-à-d. dans des eaux très claires, les profondeurs maximales accessibles peuvent atteindre 50, voire exceptionnellement, 70 mètres.

6.2 Systèmes électromagnétiques aéroportés

Les systèmes aéroportés à induction électromagnétique sont utilisés depuis plus de 40 ans pour prospector les gisements de minerais métalliques. Les progrès accomplis dans cette technique ont permis d'utiliser les principes d'induction électromagnétique pour cartographier les structures sous-marines par petits fonds. On trouvera des informations détaillées sur les systèmes d'induction électromagnétique aéroportés dans Zollinger & al. [1987] et Smith & Keating [1996].

6.2.1 Principe de fonctionnement

Le principe de fonctionnement de ces systèmes est basé sur les techniques géophysiques de mesure de la conductivité électrique de l'assise rocheuse ou de l'épaisseur d'une couche conductrice.

Un dipôle émetteur fixé sur un hélicoptère ou un avion à voilure fixe produit un champ magnétique primaire tandis qu'un récepteur remorqué détecte le champ magnétique secondaire induit dans le sol.

En supposant que les couches sont horizontales, le traitement du signal en temps ou en fréquence peut être utilisé pour déterminer la conductivité σ_w , et l'épaisseur de la colonne d'eau, c.-à-d. la profondeur, et la conductivité σ_s du fond (Figure 3.45).

6.2.2 Capacités et limites

Grâce à leurs basses fréquences de fonctionnement, ces systèmes non acoustiques possèdent la capacité d'opérer à travers une épaisse couche de glace. Ils sont cependant limités à des profondeurs de moins de 100 mètres et ne sont utilisés actuellement que pour les levés de reconnaissance.

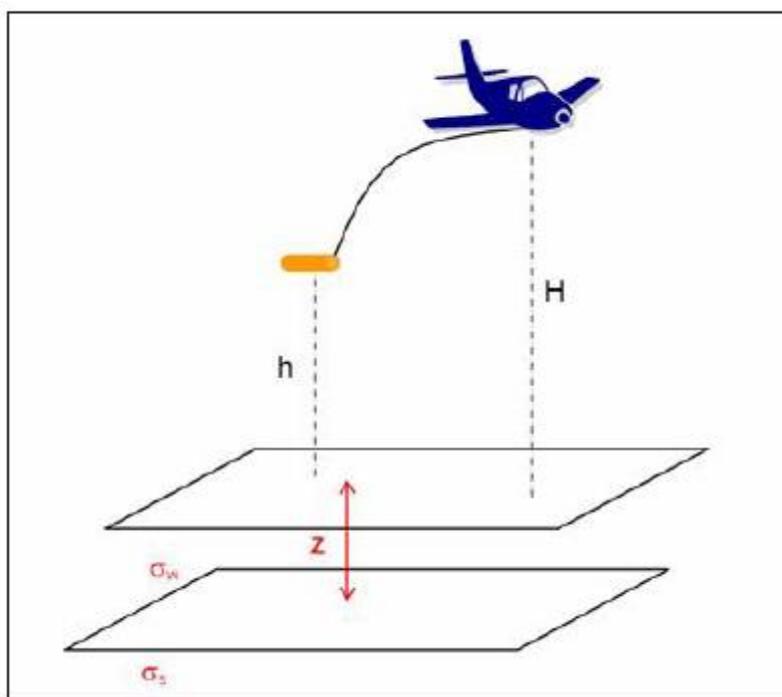


Fig. 3.45 « Principe de fonctionnement d'un système électromagnétique aéroporté »

6.3 Télédétection

Cette section présente les méthodes de détermination des profondeurs par photographies aériennes et imagerie satellitale comme moyens complémentaires de couverture de grandes surfaces.

6.3.1 La photobathymétrie

La photographie aérienne est utilisée couramment pour définir le trait de côte, reconnaître et planifier les levés hydrographiques, localiser les hauts-fonds et fournir une description qualitative des fonds marins mais non pour mesurer les profondeurs avec précision.

6.3.1.1 Principes opératoires

Les processeurs d'images numériques ont la capacité de corrélérer l'intensité de lumière et la profondeur. Cependant la variation d'intensité lumineuse est aussi dépendante des matières en suspension et de la réflectivité des fonds. C'est pourquoi une vérité-terrain doit être établie pour tenir compte de ces variations.

6.3.1.2 Capacités et limitations

L'application de la photobathymétrie, dans les limites présentes de cette technologie, reste principalement un outil de reconnaissance et de planification dans les zones où il n'y a pas, ou peu, d'information sur les profondeurs.

6.3.2 Topographie sous-marine par altimétrie satellitale

Les images satellitales dans la bande visible peuvent être utilisées d'une manière similaire à celles de la photobathymétrie. Cependant les satellites peuvent être équipés d'altimètres de haute résolution pour cartographier la surface des océans et, en leur appliquant un traitement de données approprié, il est possible d'estimer les profondeurs océaniques à travers le monde entier.

La surface de l'océan a une forme irrégulière qui réplique jusqu'à un certain point la topographie du fond de l'océan. Les détails cartographiques, comme les monts sous-marins, contribuent à la modification locale du champ gravitationnel de la terre, induisant une déviation de la verticale qui se traduit par une pente et un bombement de la surface de la mer. La surface de l'océan peut être cartographiée à l'aide d'altimètres satellitaires précis. L'anomalie, c'est à dire la différence entre la surface observée de l'océan et une surface théorique, telle que celle de l'ellipsoïde associé au WGS 84, peut être déterminée et la profondeur de l'eau estimée (Figure 3.46).

L'intégration de l'altimétrie satellitale et des relevés bathymétriques peut produire des ensembles de données plus fiables qui contribuent à la connaissance de la topographie des fonds marins dans les régions où les levés hydrographiques sont clairsemés [Smith et Sandwell, 1997].

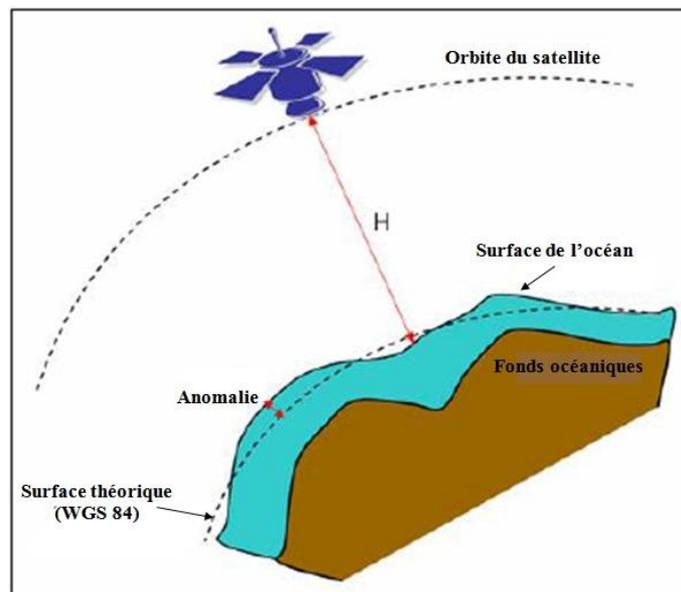


Fig. 3.46 « Topographie sous-marine par altimétrie satellitale »

6.4 Instruments mécaniques

Les instruments mécaniques ont été les premiers utilisés pour mesurer des profondeurs. Ils sont toujours valides et sont parfois encore employés de nos jours.

Les systèmes étudiés jusqu'à maintenant mesuraient indirectement les profondeurs et étaient sensibles aux caractéristiques de l'eau de mer, aussi, dans des conditions courantes, des erreurs grossières pouvaient-elles se glisser dans les mesures. Celles-ci provenaient d'échos générés au sein de la colonne d'eau et n'étaient pas, par conséquent, liées au fond marin. Elles pouvaient par exemple être

causées par des algues, des bancs de poisson, des couches diffusantes profondes, des panaches thermiques et des sédiments en suspension. Des erreurs pouvaient également se produire le long des quais quand un écho du quai lui-même était reçu par un lobe secondaire.

Les méthodes mécaniques (plombs de sonde ou perches graduées) ne sont pas sensibles à ces conditions environnementales particulières et peuvent offrir une méthode alternative.

Les méthodes de dragage hydrographique à fil ou à rail sont autant de façons non ambiguës de déterminer les profondeurs minimales au-dessus des épaves ou des obstructions et pour garantir les profondeurs de sécurité d'un chenal navigable.

6.4.1 Plombs de sonde et perches graduées

Le plomb de sonde peut aider l'hydrographe à lever les ambiguïtés résultant de faux échos.

Quand le fond est visible, un plomb de sonde ou une perche graduée peuvent être positionnés sur une tête de roche afin d'en coter la profondeur. Dans les zones où la détection à vue et la mesure sont plus difficiles, on leur préférera les méthodes de dragage hydrographique.

6.4.1.1 Descriptions

Le plomb de sonde est une ligne graduée attachée à un plomb. La ligne est utilisée pour déterminer les profondeurs à la main, généralement par fonds de moins de 50 mètres.

Une correction de compensation de rétrécissement ou d'élongation de la ligne doit être appliquée aux profondeurs obtenues, mais cette source d'erreur peut être éliminée par utilisation d'un fil comportant une âme en acier.

La perche graduée peut être également utilisée pour mesurer les sondes inférieures à 4 mètres.

Comme mentionné précédemment, ces instruments sont parfois utilisés de nos jours pour vérifier les sondes anormales mesurées par les sondeurs acoustiques en eaux peu profondes.

6.4.1.2 Sources d'erreurs

Les sources d'erreurs dans les mesures au plomb de sonde sont dues principalement à :

- a) à la courbure de la ligne provoquée par le courant. La correction peut être problématique, aussi est-il recommandé de n'entreprendre les mesures que lorsque l'effet du courant est négligeable, l'erre résiduelle du navire restant alors la seule source d'erreur de ce genre ;
- b) au pilonnement, qui contribue à fausser les mesures de profondeurs. Cette difficulté est surmontée en prenant la moyenne des lectures entre les crêtes et les creux des vagues.

6.4.1.3 Mise en œuvre, enregistrement et traitement des données

La mesure directe du fond doit être faite navire stoppé et sans erre, si possible en évitant les périodes de courant fort et de marée. Entre deux mesures successives, il est d'usage de garder le plomb de sonde à la traîne afin de détecter toute autre remontée de fond caractéristique.

6.4.2 Drague-rail

Les sondages au sondeur monofaisceau ne mesurent la profondeur que le long des profils, laissant la zone intermédiaire inexplorée ou sans information détaillée bien que le sondeur latéral soit souvent utilisé pour détecter et localiser les structures remarquables situées entre les profils. Il est possible que

le sondeur monofaisceau ne puisse pas déterminer la cote minimale des têtes de roches ou des épaves, surtout quand l'écho est trop faible. C'est notamment le cas des mâts et des ferrailles allongées.

En garantissant une profondeur minimale au-dessus des obstacles, le dragage hydrographique précis à fil ou à rail est un moyen approprié pour assurer la sécurité de la navigation au sens de la S-44. Il peut même être considéré comme suffisant pour les levés d'ordre spécial ou de premier ordre.

6.4.2.1 Description

La drague-rail est une barre de 5 à 6 mètres environ dont les extrémités peuvent être lestées pour en réduire le relèvement en route. Elle est suspendue sous le bâtiment au moyen de lignes graduées.

Cet instrument est très facile à fabriquer ; sa mise au point se fait par essais successifs. Elle est souvent plus efficace et facile à manœuvrer qu'une drague à fil.

6.4.2.2 Méthode opératoire

La drague-rail est suspendue horizontalement sous le bâtiment. Elle peut être équipée de culbuteurs ou de tout autre senseur pour signaler une croche sur le fond.

L'immersion de la drague-rail doit être rapportée à la surface de référence verticale, la hauteur de la marée enregistrée pendant le dragage et les profondeurs réduites en conséquence.

Une couverture surfacique totale de la zone navigable doit être réalisée au seuil de sécurité fixé. Si une obstruction est détectée, une recherche complète doit être exécutée autour de l'obstacle afin de confirmer que la cote minimale a bien été atteinte.

6.4.3 Drague à fil

En tant qu'alternative à la drague-rail, la drague à fil (drague Oropesa)* peut être utilisée pour déterminer la profondeur minimale au-dessus d'une structure sous-marine quand, d'après la rugosité du fond, l'existence de pinacles ou d'obstructions est suspectée.

Des informations détaillées sur le dragage à fil peuvent être trouvées dans le manuel d'hydrographie du NOAA [1976].

6.4.3.1 Description

La drague à fil est constituée de deux panneaux divergents analogues à ceux utilisés par les chalutiers et reliés entre eux par une chaîne à maillons ovales de 40 à 60 mètres. L'attelage est capelé sur l'embarcation et remorqué de telle sorte que la drague soit trainée au-dessus du fond approximativement à 60 mètres sur l'arrière [manuel d'hydrographie du NOAA - 1976].

* NdT : Les missions hydrographiques françaises utilisaient des dragues à fil dites « dragues américaines » remorquées par deux embarcations et qui furent déclassées définitivement vers 1990.

REFERENCES

- Artilheiro, F. (1996) *“Analysis and Procedures of Multibeam Data Cleaning for Bathymetric Charting”* Master’s Report, Department of Geodesy and Geomatics Engineering, University of New Brunswick, Fredericton New Brunswick, Canada.
- Axelsson, R. and M. Alfredsson (1999) *“Capacity and Capability for Hydrographic Missions”* US Hydrographic Conference 1999. Wiley and Sons, Toronto.
- Clay, C. e H. Medwin (1977) *“Acoustical Oceanography”* Proceedings of the Canadian Hydrographic Conference ‘96, Halifax, NS, Canada, pp. 25-31.
- Godin, A. (1996). *“The Calibration of Shallow Water Multibeam Echo-Sounding Systems”* SPIE: Laser Remote Sensing of Natural Waters: From Theory to Practice. 15, pp. 54-71.
- Guenther, G., R. Thomas, and P. LaRocque (1996). *“Design Considerations for Achieving High Accuracy with the SHOALS Bathymetric Lidar System”* Revue hydrographique internationale (LXXII), Monaco, pp. 37-69.
- Hare, R. (1995). *“Depth and Position Error Budgets for Multibeam Echosounding”* In: P. Cook and C. Carlton (eds) Continental Shelf Limits - The Scientific and Legal Interface. Oxford University Press, New York.
- Hughes Clarke, J. (2000). *“Present-day Methods of Depth Measurement”* Wiley and Sons, Toronto.
- Kinsler, L., A. Frey, A. Coppens, and J. Sanders (1982). *“Fundamentals of Acoustics”*. Canadian Hydrographic Conference 2002.
- Lurton, X. (2002). *“Acoustical Measurement Accuracy Modelling for Bathymetric Sonars”* Revue hydrographique internationale, LXV(2), p. 25.
- Moustier, C. de- (1988) *“State of the Art in Swath Bathymetry Survey Systems”* Acoustic Signal Processing for Ocean Exploration, J.M.F. Moura and I.M.G. Lourtie Eds., pp. 329-354.
- Moustier, C. de- (1993). *“Signal Processing for Swath Bathymetry and Concurrent Seafloor Acoustic Imaging”* Organisation Hydrographique Internationale, Monaco.
- OHI (1998). *“Dictionnaire hydrographique” - Publication spéciale n° 32, 5^{ième} édition* Organisation Hydrographique Internationale, Monaco.
- OHI (2008). *“Normes de l’OHI pour les levés hydrographiques” - Publication spéciale n° 44, 5^{ième} édition* Organisation Hydrographique Internationale, Monaco.
- OMG (1996). *“Multibeam Sonar Surveying Training Course. Ocean Mapping Group”* University of New Brunswick.

- Pickard, G. and W. Emery (1990). *“Descriptive Physical Oceanography – An Introduction” 5th edition* Pergamon Press, Oxford.
- Pföhner, F. (1993). *“Model for Calculation of Uncertainty in Multibeam Depth Soundings”* Report from Simrad Subsea AS, Horten, Norway, FEMME 93, 16 p.
- Seippel, R. (1983). *“Transducers, Sensors and Detectors”* Prentice-Hall.
- Smith, R. and P. Keating (1996). *“The usefulness of multicomponent, time-domain airborne electromagnetic measurements”* Geophysics, Vol. 61, No. 1, pp. 74–81.
- Smith, W. and D. Sandwell (1997). *“Global Seafloor Topography from Satellite Altimetry and Ship Depth Sounding”* Science 277. pp. 1956-1962.
- Urlick, R. (1975). *“Principles of Underwater Acoustics”* McGraw-Hill, Toronto.
- Zollinger, R., H. Morrison, P. Lazenby, and A. Becker (1987). *“Airborne Electromagnetic Bathymetry”* Geophysics, Vol. 52 no. 8, pp. 1172-1137.

BIBLIOGRAPHIE

- Andersen, O. and P. Knudsen (1998). *“Global Gravity Field from ERS1 and GEOSAT Geodetic Mission Altimetry”* Journal of Geophysical Research 103(C4), pp. 8129-8137.
- Arabelos, D. (1997). *“On the Possibility to Estimate the Bottom Topography from Marine Gravity and Satellite Altimetry Data Using Collocation”* In: R. Forsberg, M. Feissel, R. Dietrich (eds) Geodesy on the Move Gravity, Geoid, Geodynamics, and Antarctica IAG Symposia 119, Springer – Verlag Berlin Heidelberg, pp. 105-112.
- Burtch, R. (2002). *“Lidar Principles and Applications”* IMAGIN Conference 2002, Traverse City.
- Calmant, S. and N. Baudry (1996). *“Modelling Bathymetry by Inverting Satellite Altimetry Data: A Review”* Marine Geophysics Research 18, pp. 23-134.
- Collet, C., J. Provost, P. Rostaing, P. Pérez, and P. Bouthemy (2000). *“SPOT Satellite Data Analysis for Bathymetric Mapping”* IEEE, pp. 964-967.
- Denbigh, P. (1989). *“Swath bathymetry: Principles of operation and an analysis of errors”* IEEE Journal of Oceanic Engineering 14, pp. 289–298.
- Dixon, T., M. Naraghi, M. McNutt, and S. Smith (1983). *“Bathymetric Prediction from SEASAT Altimeter Data”* Journal of Geophysical Research 88, pp. 1563-1571.
- Durey, L., G. Terrie, R. Arnone, and A. Martinez (1997). *“Bottom Reflectance Maps from Hyperspectral Sensors: An Application to AAHS Data”* In Proceedings, ERIM Fourth International Conference on Remote Sensing for Marine and Coastal Environments, Orlando, pp. 17-19.
- Geng, X. and A. Zielinski (1999). *“Precise Multibeam Acoustic Bathymetry”* Marine Geodesy, 22, pp. 157-167.
- Guenther, G. (1985). *“Airborne Laser Hydrography: System Design and Performance Factors”* NOAA Professional Paper Series, National Ocean Service.
- Guenther, G., A. Cunningham, P. LaRocque, and D. Reid (2000). *“Meeting the Accuracy Challenge in Airborne Lidar Bathymetry”* Proceedings of EARSeL Symposium 2000. Dresden, Germany.

- Guenther, G., M. Brooks, and P. LaRocque (1998). *"New Capabilities of the SHOALS Airborne Lidar Bathymeter"* Proceedings 5th International Conference on Remote Sensing for Marine and Coastal Environments, ERIM International, October 5-7, San Diego, CA, Vol. I, 47-55.
- Guenther, G., P. LaRocque, and W. Lillycrop (1994). *"Multiple Surface Channels in SHOALS Airborne Lidar"* SPIE: Ocean Optics XII, Vol. 2258, pp. 422-430.
- Guenther, G., R. Thomas, and P. LaRocque (1996). *"Design Considerations for Achieving High Accuracy with the SHOALS Bathymetric Lidar System"* SPIE: Laser Remote Sensing of Natural Waters from Theory to Practice, Vol. 2964, pp. 54-71.
- Hammerstad E. (1995). *"Simrad EM 950/1000 - Error Model for Australian Navy"* Extract of Report, Simrad Subsea AS, Horten, Norway, 4 p.
- Hare, R. and A. Godin (1996). *"Estimating Depth and Positioning Errors for the Creed/ EM 1000 Swath Sounding System"* Proceedings of the Canadian Hydrographic Conference '96. Halifax, NS, Canada, pp. 9-15.
- Herlihy, D., B. Hillard, and T. Rulon (1989). *"National Oceanic and Atmospheric Administration Sea Beam System - Patch Test"* Revue hydrographique internationale, Monaco, LXVI(2), pp. 119-139.
- Hughes Clarke, J. (1995). *"Reference Frame and Integration."* Lecture IV-1 in Coastal Multibeam Hydrographic Surveys. United States / Canada Hydrographic Commission Multibeam Working Group, St. Andrews, New Brunswick, Canada.
- Hughes Clarke, J. (1995a). *"Interactive Bathymetry Data Cleaning"* Lecture X-4 from Coastal Multibeam Hydrographic Surveys. United States / Canada Hydrographic Commission Multibeam Working Group, St. Andrews, New Brunswick, Canada.
- Ingham, A. (1992). *"Hydrography for the Surveyor and Engineer"* 3rd edition, BSP, Oxford.
- Irish, J. and W. Lillycrop (1999). *"Scanning Laser Mapping of the Coastal Zone: The SHOALS System"* ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing, 54. pp. 123-129.
- Irish, J., J. McClung, and W. Lillycrop (2000). *"Airborne Lidar Bathymetry: the SHOALS System"* PIANC Bulletin. 2000 (103), pp. 43-53.

- Jung, W. and P. Vogt (1992). *"Predicting Bathymetry from Geosat ERM and Ship Borne Profiles in the South Atlantic Ocean"* Tectonophysics 210, pp. 235-253.
- Lillycrop W., L. Parson, and J. Irish (1996). *"Development and Operation of the SHOALS Airborne Lidar Hydrographic Survey System"* SPIE: Laser Remote Sensing of Natural Waters from Theory to Practice, Vol. 2964, pp. 26-37.
- Lillycrop, W. and J. Banic, (1993). *"Advancements in the US Army Corps of Engineers Hydrographic Survey Capabilities: The SHOALS System"* Marine Geodesy, Vol. 15, pp. 177-185.
- Lillycrop, W., J. Irish, and L. Parson (1997). *"SHOALS System: Three Years of Operation with Airborne Lidar Bathymetry - Experiences, Capability and Technology Advancements"* Sea Technology, Vol. 38, No. 6, pp. 17-25.
- Lillycrop, W., L. Parson, L. Estep, P. LaRocque, G. Guenther, M. Reed, and C. Truitt (1994). *"Field Test Results of the U.S. Army Corps of Engineers Airborne Lidar Hydrographic Survey System"* Proceedings of the 6th Biennial National Ocean Service International Hydrographic Conference, Norfolk, VA, pp. 144-151.
- Parson, L., W. Lillycrop, C. Klein, R. Ives, and S. Orlando (1996). *"Use of LIDAR Technology for Collecting Shallow Bathymetry of Florida Bay"* Journal of Coastal Research, Vol. 13, No. 4.
- Pope, R., B. Reed, G West, and W. Lillycrop. (1997). *"Use of an Airborne Laser Depth Sounding System in a Complex Shallow-water Environment"* Proceedings of Hydrographic Symposium XVth International Hydro Conference. Monaco.
- Quinn, R., (1992), *"Coastal Base Mapping with the LARSEN Scanning Lidar System and Other Sensors"* Proceedings, 5th Biennial National Ocean Service International Hydrographic Conference, Baltimore.
- Riley, J. (1995). *"Evaluating SHOALS Bathymetry Using NOAA Hydrographic Survey Data"* Proceedings 24th Joint Meeting of UNIR Sea Bottom Surveys Panel, Tokyo, Japan.
- Sinclair, M. (1998). *"Australians Get on Board with New Laser Airborne Depth Sounder"* Sea Technology, June 1998, pp. 19-25.
- Sinclair, M. (1999). *"Laser Hydrography - Commercial Survey Operations"* Hydro 99.
- Smith, R. and M. Smith (2000). *"Airborne Lidar and Airborne Hyperspectral Imagery: A Fusion of Two Proven Sensors for Improved Hydrographic Surveying"* Proceedings Canadian Hydrographic Conference 2000.

- Thomas, R. and G. Guenther (1990). *"Water Surface Detection Strategy for an Airborne Laser Bathymeter"* SPIE: Ocean Optics X, Vol. 1302, pp. 597-611.
- USACE (2002). *"Hydrographic Surveying Manual"* U.S. Army Corps of Engineers, Department of the Army, Washington.
- Vergos, G. and M. Sideris (1998). *"On Improving the Determination of the Gravity Field by Estimating the Bottom Ocean Topography with Satellite Altimetry and Shipborne Gravity Data"* Department of Geomatics Engineering, University of Calgary.
- Whitman, E. (1996). *"Laser Airborne Bathymetry - Lifting the Littoral"* Sea Technology, August 1996, pp. 95-98.
- Wozencraft, J. (2001). *"The Coastal Zone Revealed Through Shoals Lidar Data"* Proceedings US Hydrographic Conference 2001.
- Wright, C. and J. Brock (2002). *"EAARL: A LIDAR for Mapping Shallow Coral Reefs and Other Coastal Environments"* Seventh International Conference on Remote Sensing for Marine and Coastal Environments Proceedings 2002.
- Yakima, W., Wilt M., H. Morrison, K. Lee, and N. Goldstein (1989). *"Electromagnetic Sounding in the Columbia Basin"* Geophysics, Vol. 54, No. 8, pp. 952-961.
-

CHAPITRE 3 – ANNEXE A

COORDONNÉES ET SYSTÈMES DE RÉFÉRENCE

Les sondes sont mesurées par un navire en mouvement, associé généralement à un système de référence à trois axes orthogonaux (système de coordonnées du navire) utilisé pour positionner ses capteurs hydrographiques et pour mesurer son attitude ainsi que son pilonnement.

L'attitude du bâtiment se ramène à des déplacements angulaires autour de ces axes, roulis transversal autour de l'axe des x, tangage longitudinal autour de l'axe des y, et lacets horizontaux autour de l'axe des z. Considérons un système orthogonal de référence direct avec l'axe des z pointé vers le bas et la convention habituelle pour la plupart des capteurs d'attitude, à savoir roulis positif quand le navire gite vers tribord, tangage positif quand la proue pointe vers le haut, et lacet positif quand la rotation s'effectue dans le sens des aiguilles d'une montre.

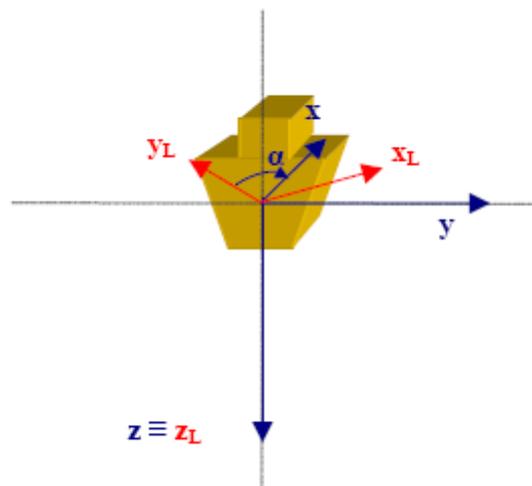


Fig. A.1 « Système de référence du navire »

Dans la figure A.1, la rotation $R_1(\theta)$ dans le plan (y,z) , c.-à-d. autour de l'axe des x, peut être exprimée par la matrice de rotation suivante :

$$R_1(\theta) = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \cos(\theta) & \sin(\theta) \\ 0 & -\sin(\theta) & \cos(\theta) \end{bmatrix} \quad (\text{A. 1})$$

et les rotations $R_2(\theta)$ et $R_3(\theta)$ autour de l'axe des y et des z par, respectivement :

$$R_2(\theta) = \begin{bmatrix} \cos(\theta) & 0 & -\sin(\theta) \\ 0 & 1 & 0 \\ \sin(\theta) & 0 & \cos(\theta) \end{bmatrix}, \quad (\text{A. 2})$$

$$R_3(\theta) = \begin{bmatrix} \cos(\theta) & \sin(\theta) & 0 \\ -\sin(\theta) & \cos(\theta) & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}. \quad (\text{A. 3})$$

La transformation qui résulte de ces trois rotations successives est égale au produit des matrices de rotation. Chaque nouvelle rotation fait l'objet d'une multiplication à gauche de ce produit.

En considérant les rotations successives R_1 , R_2 et R_3 d'angles θ_1 , θ_2 et θ_3 autour des axes x , y et z , la matrice de transformation est donnée par l'égalité :

$$R_3(\theta_3) \cdot R_2(\theta_2) \cdot R_1(\theta_1) = \begin{bmatrix} \cos(\theta_3)\cos(\theta_2) & \sin(\theta_3)\cos(\theta_1) + \cos(\theta_3)\sin(\theta_2)\sin(\theta_1) & \sin(\theta_3)\sin(\theta_1) - \cos(\theta_3)\sin(\theta_2)\cos(\theta_1) \\ -\sin(\theta_3)\cos(\theta_2) & \cos(\theta_3)\cos(\theta_1) - \sin(\theta_3)\sin(\theta_2)\sin(\theta_1) & \cos(\theta_3)\sin(\theta_1) + \sin(\theta_3)\sin(\theta_2)\cos(\theta_1) \\ \sin(\theta_2) & -\cos(\theta_2)\sin(\theta_1) & \cos(\theta_2)\cos(\theta_1) \end{bmatrix} \quad (\text{A. 4})$$

Les profondeurs mesurées, rapportées initialement au système de coordonnées du navire, doivent être exprimées dans le système local qui est un trièdre orthogonal indirect, dont l'axe des x est pointé vers l'est, l'axe des y vers le nord géographique et l'axe des z vers le bas.

Un navire hydrographique étant soumis au roulis, au tangage et aux lacets, notés respectivement θ_R , θ_T et α , les coordonnées $(x', y', z')_N$ du faisceau de portée oblique R et d'incidence β (Figure A.2) devront être transposées du système de coordonnées trirectangle direct du navire vers le système de coordonnées trirectangle indirect local, soit $(x, y, z)_L$.

Pour ce faire, les rotations autour des axes x , y et z devront être introduites avec des signes inversés, soit $-\theta_R$ pour le roulis, $-\theta_T$ pour le tangage et $-\alpha$ pour les lacets.

De plus, puisqu'on passe d'un trièdre direct à un trièdre indirect, les axes des z étant l'un et l'autre orientés vers le bas, il faudra permuter les x et les y en changeant de système, ce qui est obtenu en appliquant la matrice R_{xy} .

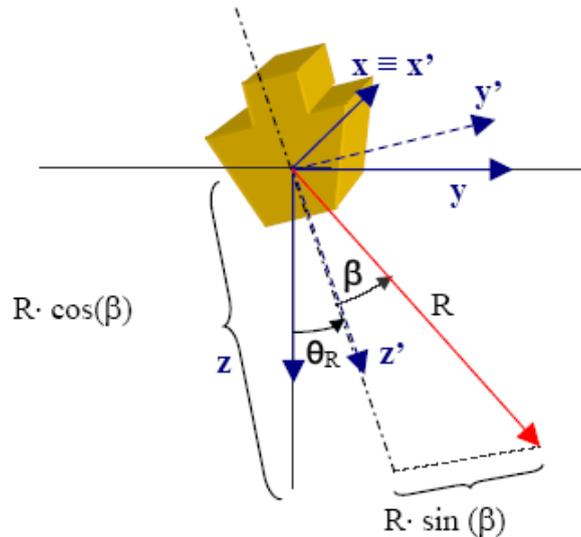


Fig. A.2 « Passage de coordonnées navire en coordonnées locales »

La transformation des coordonnées du faisceau (R, β) du système de coordonnées navire dans le système local sera exprimée comme suit :

$$\begin{bmatrix} x \\ y \\ z \end{bmatrix}_L = R_{xy} \cdot R_3(-\alpha) \cdot R_2(-\theta_T) \cdot R_1(-\theta_R) \begin{bmatrix} x' \\ y' \\ z' \end{bmatrix}_N = T(\alpha, \theta_T, \theta_R) \begin{bmatrix} 0 \\ R \sin(\theta) \\ R \cos(\theta) \end{bmatrix}_N \quad (\text{A. 5})$$

où R_{xy} (passage d'un trièdre direct à un trièdre indirect) est donné par la matrice :

$$R_{xy} = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 \\ 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

et $T(\alpha, \theta_T, \theta_R)$ est la matrice de passage permettant de transformer les coordonnées navire en coordonnées locales. Cette matrice a pour expression :

$$T(\alpha, \theta_T, \theta_R) = \begin{bmatrix} \sin(\alpha) \cos(\theta_T) & \cos(\alpha) \cos(\theta_R) + \sin(\alpha) \sin(\theta_T) \sin(\theta_R) & -\cos(\alpha) \sin(\theta_R) + \sin(\alpha) \sin(\theta_T) \cos(\theta_R) \\ \cos(\alpha) \cos(\theta_T) & -\sin(\alpha) \cos(\theta_R) + \cos(\alpha) \sin(\theta_T) \sin(\theta_R) & \sin(\alpha) \sin(\theta_R) + \cos(\alpha) \sin(\theta_T) \cos(\theta_R) \\ -\sin(\theta_T) & \cos(\theta_T) \sin(\theta_R) & \cos(\theta_T) \cos(\theta_R) \end{bmatrix}$$

En définitive, les nouvelles coordonnées du faisceau (R, β) dans le système local s'écrivent :

$$\begin{bmatrix} x \\ y \\ z \end{bmatrix}_L = \begin{bmatrix} \{\cos(\alpha) \cos(\theta_R) + \sin(\alpha) \sin(\theta_T) \sin(\theta_R)\} \cdot R \sin(\beta) + \{-\cos(\alpha) \sin(\theta_R) + \sin(\alpha) \sin(\theta_T) \cos(\theta_R)\} \cdot R \cos(\beta) \\ \{-\sin(\alpha) \cos(\theta_R) + \cos(\alpha) \sin(\theta_T) \sin(\theta_R)\} \cdot R \sin(\beta) + \{\sin(\alpha) \sin(\theta_R) + \cos(\alpha) \sin(\theta_T) \cos(\theta_R)\} \cdot R \cos(\beta) \\ \cos(\theta_T) \sin(\theta_R) \cdot R \sin(\beta) + \cos(\theta_T) \cos(\theta_R) \cdot R \cos(\beta) \end{bmatrix}$$

en se rappelant que l'angle β d'incidence du faisceau est compté positivement vers tribord et négativement vers bâbord.

PAGE LAISSÉE INTENTIONNELLEMENT EN BLANC

CHAPITRE 4

DÉTECTION DES RELÈVEMENTS DE FOND ET CLASSIFICATION DES FONDS

1. INTRODUCTION

1.1 L'hydrographie a pour but de décrire les fonds marins pour répondre aux besoins de l'ensemble des usagers, et pas seulement à ceux concernés par la sécurité de la navigation. Le développement des sonars et des sondeurs multifaisceaux permet en effet aujourd'hui d'accéder à une description plus complète des fonds pour les différents usages. Il n'est évidemment pas possible de décrire toutes les caractéristiques ni tous les détails à toutes les profondeurs, aussi l'OHI a-t-elle déterminé une taille minimum des structures à rechercher et à mesurer. La classification des fonds est utilisée depuis longtemps en guerre des mines mais l'avènement des logiciels de classification automatique a permis d'étendre leur usage, en particulier pour la pêche et l'exploitation des ressources naturelles.

1.2 Dans ce chapitre, les expressions 'classification', 'caractérisation' ou 'nature des fonds', 'détection des détails ou objets sous-marins', 'recherche de roches', sont apparentées.

2. DÉTECTION DES RELÈVEMENTS DE FOND

2.1 Contexte

2.1.1 Pour assurer la sécurité de la navigation il est nécessaire de détecter les détails du fond susceptibles de représenter un danger pour la navigation, qu'ils soient d'origine naturelle ou artificielle. Un relèvement de fond est défini comme étant un détail nettement différent du fond avoisinant, allant de la roche isolée sur fond plat et sableux à l'épave ou à l'obstruction. L'activité hydrographique correspondante est connue sous le nom générique de « recherche ». La détection des relèvements de fond peut être aussi utilisée pour détecter et identifier des structures présentant un intérêt pour les autres usagers de la mer, tels que les têtes de puits et les mines. Ces dernières peuvent ne pas être significatives pour les navigateurs tout en étant importantes pour certaines catégories d'usagers.

2.1.2 Un levé hydrographique traditionnel commence par une série régulière de profils de sondage couvrant la zone et connue sous le nom de « levé régulier ». Les sondeurs multifaisceaux (SMF) et sonars latéraux sont utilisés pour détecter les relèvements de fond et fournir des informations sur la classification des fonds, la recherche étant dans certains cas plus importante que l'acquisition des données bathymétriques elles-mêmes. Les détails spécifiques repérés par le SMF ou le sonar latéral requièrent habituellement une vérification approfondie de leur position et de leur cote minimale.

2.2 Normes

2.2.1 Il existe un certain nombre de normes de détection d'objets dont les plus importantes sont celles contenues dans les publications S-44 et S-57 de l'OHI.

2.2.2 OHI S-44 – Normes minimales pour les levés hydrographiques

2.2.1.1 Le tableau 1 de la S-44, résumé dans les tableaux 4.1 et 4.2 ci-dessous, spécifie quand, et avec quelle classe de système de détection, une recherche doit être effectuée pour chaque ordre de levé.

2.2.1.2 La position et la profondeur de tous les détails considérés comme significatifs doivent être déterminées selon les normes détaillées dans le tableau 1 de la S-44.

Ordre de précision de la S-44 et description des zones		Type de recherche
Ordre spécial	Zones pour lesquelles la profondeur sous la quille est un paramètre critique	Recherche approfondie.
Ordre 1a	Zones de fonds de moins de 100 mètres pour lesquelles la profondeur sous la quille est moins critique, mais susceptible de comporter des détails intéressants pour la navigation de surface.	Recherche approfondie.
Ordre 1b	Zones de fonds de moins de 100 mètres pour lesquelles la profondeur sous la quille n'est pas critique pour le type de navires susceptibles de s'y trouver.	Recherche approfondie facultative.
Ordre 2	Zones généralement de plus de 100 mètres pour lesquelles une description générale des fonds est considérée comme suffisante.	Recherche approfondie facultative.

Tableau 4.1 “ Critères de recherche de la publication S-44 de l’OHI ”

Ordre de la S-44	Performances du système de détection
Ordre spécial	Détection d'un cube d'arête >1.0 m
Ordre 1a	Détection d'un cube d'arête >2.0 m jusqu'à 40 m ou 10% de la profondeur au-delà.
Ordre 1b	Sans objet
Ordre 2	Sans objet

Tableau 4.2 “ Performances du système de détection en regard des normes de la S-44 ”

2.2.3 OHI S-57 – Normes de transfert aux cartographes des données hydrographiques

2.2.3.1 Le supplément N°2 à la publication S-57 de l'OHI définit les « Zones de Confiance » (ZOC) comme étant une méthode de codage de la qualité des données. Les ZOC ont été adoptées comme moyen simple et logique de classer toutes les données bathymétriques et d'informer le navigateur sur le degré de confiance que l'autorité cartographique nationale leur accorde. Les zones sont classées selon le degré de confiance attribué à leurs données en fonction de critères combinant précisions des profondeurs et du positionnement, exhaustivité des recherches et conformité au niveau de qualité approuvé.

2.2.3.2 Les ZOC A1, A2 et B sont créés dans l'optique des levés modernes et futurs. Les ZOC A1 et A2 requièrent des recherches exhaustives et une localisation précise associées à une couverture surfacique totale tandis que la ZOC B demande une bonne précision mais une couverture non surfacique ; les ZOC C et D correspondent à une précision et une densité de données moindres et les ZOC U à des données non ou pas encore qualifiées. Les ZOC ont été conçues pour être représentées sur les cartes papiers en remplacement des diagrammes des sources encore utilisés actuellement et sur les ECDIS.

2.2.3.3 Il faut signaler que les ZOC sont des normes cartographiques qui n'ont pas été conçues pour spécifier les normes des levés hydrographiques ou pour gérer la qualité des données par les services hydrographiques. La précision des profondeurs et des positions spécifiées pour chaque ZOC fait référence aux erreurs des sondes finales représentées sur les cartes ; elle n'inclut pas seulement les erreurs de levé mais aussi les autres erreurs introduites durant le processus de production des cartes.

2.2.3.4 Les critères de détection des fonds en regard des ZOC de la S-57 sont présentés ci-après :

ZOC de la S-57	Nature des investigations (recherches de roches ou 'RR')
ZOC A1	Recherches exhaustives dans toute la zone ; tous les détails significatifs du fond ont été détectés et leurs profondeurs ont été cotées. (voir note)
ZOC A2	

ZOC B	Recherches incomplètes dans la zone ; des structures dangereuses pour la navigation mais non cartographiées peuvent encore subsister
ZOC C	Recherches incomplètes dans la zone ; s'attendre à rencontrer des anomalies bathymétriques dangereuses pour la navigation
ZOC D	Recherches incomplètes dans la zone ; s'attendre à rencontrer des anomalies bathymétriques de grandes dimensions
ZOC U	Éléments insuffisants pour qualifier les données bathymétriques

Tableau 4.3 «Classement des ZOC en fonction de la qualité des recherches »

Note : les détails significatifs mentionnés par la S-57 correspondent à des structures qui s'élèvent au-dessus des profondeurs indiquées sur la carte de plus de:

- 0,1 fois la profondeur par fonds inférieurs à 10 m,
- 1,0 m par fonds compris entre 10 et 30 m, et
- 0,1 fois la profondeur moins 2,0 m par fonds de plus de 30 m.

2.2.3.5 La S-57 fournit également une information détaillée sur la précision des positions et des profondeurs des objets détectés.

2.2.4 Détection des structures dangereuses

2.2.4.1 L'hydrographe doit rester conscient du fait que de nombreuses structures potentiellement dangereuses pour la navigation ne rentrent pas dans le critère des « objets cubiques » de la S-44, par exemple les mâts d'épaves et les têtes de puits. Cependant, les critères des ZOC tiennent compte de ces structures si elles s'élèvent de la valeur prescrite au-dessus des profondeurs représentées sur les cartes. La capacité de détecter de telles structures est une question critique au moment du choix du type de système à utiliser pour la détection. Par exemple, ces types de structures sont détectés normalement par le sondeur monofaisceau mais peuvent ne pas l'être par le SMF, le lidar ou les systèmes semblables en raison, par exemple, de l'empreinte des faisceaux ou des algorithmes de filtrage.

2.2.4.2 Du point de vue de l'hydrographe, le but d'un système surfacique est d'insonifier la région située entre profils adjacents pour détecter toute structure significative et dangereuse pour la navigation. Bien qu'aucune définition stricte de la longueur minimale d'une épave ne soit donnée, les objets de moins de trois mètres ont peu de chance de s'élever significativement au-dessus du fond, encore qu'il y ait des circonstances où ce ne soit pas le cas (par ex. dans les régions coralliennes ou au cours des recherches de mâts). L'hydrographe devra examiner toutes les sources d'informations disponibles avant de décider de la longueur minimale des objets qu'il souhaite détecter.

2.2.4.3 Noter que dans tous les calculs qui suivent et qui mentionnent des vitesses fond à ne pas dépasser, il est question de longueur des structures mais pas de leur hauteur. Pour les calculs, on s'intéresse à la longueur maximale des structures qui reçoivent moins de cinq pings, ce chiffre étant considéré comme le seuil minimum pour détecter un objet. La quantité d'énergie des cinq pings rétrodiffusés par la structure dépend :

- de la forme, de l'étendue, de la composition et de l'aspect de l'objet,
- des conditions de propagation,
- de la nature des fonds et d'autres facteurs.

2.2.4.4 L'intensité de l'enregistrement dépendra de l'énergie réfléchi par la structure.

2.2.5 Les besoins militaires

- 2.2.5.1 Les forces ont souvent besoin de détecter des objets plus petits ou plus profonds que les structures intéressant la sécurité de la navigation. D'aucuns, par exemple, s'efforceront de détecter des objets de 0,5 m³ mouillés sur le plateau continental par des profondeurs de 200 m et les chasseurs de mines équipés de senseurs spécialisés cherchent à détecter et à classer des objets encore plus petits. Bien que de telles performances ne soient pas normalement requises par les hydrographes chargés de la production des cartes marines, elles influencent le développement des systèmes capables de les réaliser et qui deviennent disponibles sur le marché.

2.2.6 Signalisation des dangers pour la navigation

- 2.2.6.1 Bien qu'il soit souhaitable d'examiner toutes les structures répondant aux critères précités, ceci ne sera pas possible dans les zones complexes. Les hydrographes devront alors faire appel à leur jugement pour adapter le degré d'exhaustivité des recherches aux moyens disponibles, aux caractéristiques de la navigation dans la zone (tirant d'eau des bateaux, etc.) et à l'allure des structures par rapport aux profondeurs moyennes rencontrées. Par exemple, un banc de sable coté 26 m dans des profondeurs moyennes de 28 m ne nécessitera pas une investigation supplémentaire si le tirant d'eau des bateaux qui fréquentent la région n'est que de 12 m, mais en revanche, une profondeur de 20 m sera préoccupante. Il peut suffire alors de s'assurer qu'il n'existe pas d'indices de remontées de fond en doublant par exemple les profils, ou en mettant en œuvre un sonar latéral, etc.
- 2.2.6.2 Les critères précités doivent servir aussi à décider si une structure doit être ou non incluse dans le rapport particulier[□]. Dans les régions complexes, cette liste peut devenir trop longue, aussi, le rapport particulier devra-t-il s'en tenir aux objets pertinents en regard des profondeurs moyennes et des risques possibles pour la navigation.
- 2.2.6.3 À la fin de chaque levé, l'hydrographe, qui est la seule personne à disposer de l'ensemble des informations, doit se prononcer clairement sur chaque structure, examinée ou non, c.à.d. épave, relèvement de fond, etc., et faire part de ses conclusions dans le rapport particulier*. Les structures récemment découvertes et qui peuvent être dangereuses pour la navigation de surface ou sous-marine, ainsi que les détails cartographiques modifiés significativement, doivent être signalés immédiatement au service hydrographique national (NHO) responsable de l'entretien des cartes marines.

La publication S-4 de l'OHI édicte un certain nombre de recommandations générales relatives aux informations importantes pour la navigation qu'il est nécessaire de porter à la connaissance des marins par Avis aux Navigateurs (AN), annexes graphiques ou nouvelles éditions limitées (NEL). Ces règles font la distinction entre les dangers considérés comme importants pour la navigation de surface (Art. B-620.3 a), correspondant à des profondeurs classées par tranches de 0 à 10 mètres puis de 10 à 31 mètres, et les modifications significatives pour les sous-marins, chalutiers et autres opérateurs de sub-surface (Art. B-620.3 b), qui correspondent à des profondeurs classées par tranches de 31 à 200 mètres, 200 à 800 mètres et au-delà.

2.3 Méthodes de détection des relèvements de fonds

2.3.1 Généralités

- 2.3.1.1 Il y a plusieurs méthodes pour détecter les relèvements de fonds. Parmi celles-ci, le sonar latéral a bien prouvé sa capacité de détection et peut être considéré comme le moyen le plus fiable, mais il présente cependant des limitations opérationnelles parce qu'il est généralement remorqué derrière le navire hydrographique, ce qui entraîne notamment des

[□]* NdT : terminologie en usage dans les missions hydrographiques françaises pour désigner un rapport de levé.

erreurs de positionnement des relèvements de fonds. On peut remédier à ces erreurs en dotant le poisson remorqué d'un transpondeur acoustique et/ou en insonifiant la structure dans des directions opposées pour obtenir une position moyenne. De plus, les levés au sonar latéral laissent une zone aveugle à l'aplomb, ce qui impose un recouvrement suffisant entre les passes pour tout détecter.

2.3.1.2 Une des limitations principales du sonar latéral est sa vitesse d'exploration réduite afin de garantir une insonification suffisante de chaque structure ; celle-ci est de l'ordre de 6 nœuds ce qui nuit au rendement. En autorisant des détections à plus grande vitesse, l'avènement du SMF a permis d'améliorer le rendement, mais sa capacité de détecter des objets de la taille prescrite par l'ordre spécial de la S-44 et les ZOC A1/A2, ou d'autres détails plus petits et potentiellement dangereux, ne peut pas être garantie, à moins de prendre certaines précautions telles que la réduction des largeurs de fauchées et l'adoption d'une vitesse appropriée à une cadence suffisante de pings.

2.3.1.2.1 La géométrie du transducteur du sonar latéral par rapport aux structures immergées est le facteur déterminant qui en fait un instrument de détection efficace. L'ombre portée par les détails du fond est le signe qu'ils ont bien été insonifiés alors que la géométrie du transducteur du SMF ne lui permet pas de bénéficier de cette capacité à projeter des ombres. L'hydrographe qui souhaite utiliser le SMF pour détecter des objets devra faire appel aux autres caractéristiques du système pour les recherches, à savoir sa haute résolution bathymétrique et l'amplitude des rétrodiffusions qui, associées à la précision de son positionnement, permettent d'obtenir une excellente répétabilité. De plus, alors que les structures sont normalement détectées par le sonar latéral en cours de levé, la détection par SMF est beaucoup moins évidente et nécessite un post-traitement pour voir les résultats.

2.3.1.3 Les autres senseurs susceptibles d'être utilisés pour les recherches incluent le sondeur monofaisceau, le sonar à vision vers l'avant, le magnétomètre et les systèmes aéroportés tels que le lidar et le sondeur électromagnétique (AEMB). Les méthodes mécaniques, moins utilisées de nos jours, incluent le dragage à fil et à rail ainsi que les plongeurs.

2.3.2 Le sonar latéral (ou sondeur latéral)

2.3.2.1 Le sonar latéral à double voie est maintenant reconnu comme un instrument de base et aucun levé moderne du plateau continental ne saurait être considéré comme complet s'il ne comportait pas une exploration au sonar latéral avec investigation de tous les contacts.

2.3.2.2 En plus de la localisation des épaves et des obstructions entre profils, le sonar latéral fournit aussi un nombre considérable d'informations sur le fond. Combinées aux isobathes et aux prélèvements pour classer les natures de fond, ces informations présentent un intérêt majeur pour les opérations amphibies, la guerre des mines et les opérations sous-marines. Elles ont pris tellement d'importance au fil des années que, dans beaucoup de levés, c'est le sonar latéral et non plus les sondeurs qui dictent la direction et l'espacement des profils. Il faut cependant se montrer vigilant dans la préparation et la validation des données du sondeur latéral pour en réaliser tout le potentiel.

2.3.2.3 En travaux hydrographiques, le sonar latéral possède quatre fonctions principales qui sont :

- La détection des épaves et des obstructions. Bien qu'il ne soit pas en mesure de déterminer les positions et les cotes avec précision, un sonar latéral correctement réglé et utilisé détectera pratiquement tous les détails intéressants situés entre les profils.
- La détection d'autres structures immergées. Mis en œuvre convenablement, le sonar latéral peut détecter de très petits objets sur le fond. Même si ces objets, ou groupe d'objets, ne sont pas dangereux pour la navigation, ils peuvent avoir une grande

importance pour les opérations sous-marines et la guerre des mines.

- Le recueil de données de classification des fonds. La connaissance de la granularité combinée aux prélèvements est d'une grande importance pour les zones de poser de sous-marins et de guerre des mines, les pêcheries et le développement des ressources.
- L'identification de zones de fonds instables. La présence de dunes de sable et de rides est un signe de variabilité des fonds. Les voies navigables importantes peuvent périodiquement faire l'objet de levés de contrôles pour assurer la sécurité de la navigation.

2.3.3 Considérations théoriques

2.3.3.1 L'énergie du signal réfléchi par une cible quelconque dépend de plusieurs facteurs liés entre eux par la formule dite de l'« équation du sonar » qui peut être utilisée pour savoir si un type d'objet sera détecté ou non. Une bonne définition des termes entrant dans cette équation est donnée par le « *Report on the Detection of Depth Anomalies* » (Rapport sur la détection des anomalies bathymétriques) publié par la FIG/OHI en 1981. Le manuel standard à consulter pour en savoir plus est le « *Principles of Underwater Sound* » (Principes de propagation du son dans l'eau) de R. J. Urick. Quoi qu'il en soit, cette équation n'est qu'un point de départ dans l'évaluation des performances du sonar latéral car il n'est pas possible d'en connaître tous les termes.

2.3.3.2 Couverture à courte portée. Il se peut qu'il y ait des zones aveugles à proximité du poisson. Ces zones aveugles doivent être considérées dans les deux plans suivants (Figure 4.1) :

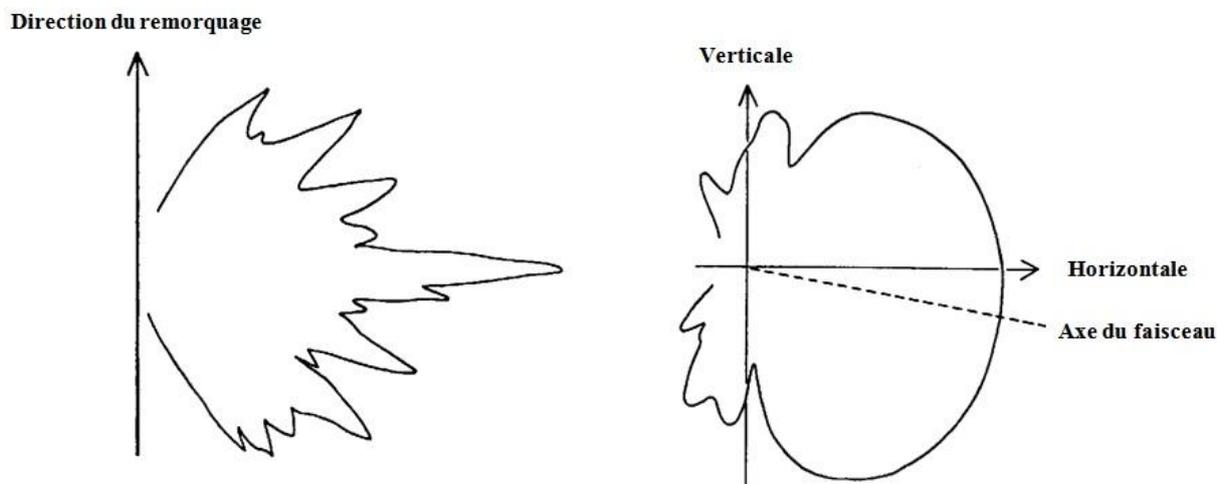


Fig. 4.1 « Couvertures horizontale et verticale du faisceau du sonar latéral »

- Plan vertical. L'ouverture angulaire du lobe principal dans le plan vertical du sonar est d'environ 50° , avec un axe incliné de 10° vers le bas. On voit qu'à l'aplomb du poisson se trouve une zone extérieure au lobe principal et dont la dimension dépend de la hauteur des transducteurs au-dessus du fond. L'affirmation fréquente que cette zone n'est pas du tout insonifiée est inexacte car, sauf si le poisson est très loin du fond, elle est couverte par les lobes latéraux des transducteurs et certaines parties peuvent recevoir un peu d'énergie des bordures du lobe principal, car la soi-disant « bordure » n'est qu'une ligne de demi-énergie au-delà de laquelle il en subsiste encore une fraction. Cette zone aveugle existe, mais elle est considérablement plus petite qu'on imagine et peut ne mesurer que quelques mètres de large. Quoi qu'il en soit, elle doit faire l'objet de recouvrements.
- Plan horizontal. Le « champ proche » situé à proximité du poisson est caractérisé par

des rayons insonifiés à bords quasi-parallèles entre lesquels se trouvent des zones aveugles, fonction de la vitesse du bateau et de la cadence d'impulsions. Au-delà du champ proche, l'épanouissement des faisceaux couvre les trous et produit une couverture totale ce qui fait qu'on peut manquer plus facilement un contact rapproché qu'un objet lointain.

2.3.3.3 Les zones de recherche peuvent être planifiées selon deux méthodes différentes :

- Détection des échos près du poisson. La recherche est conduite de telle sorte que le plus petit écho possible près du poisson soit détecté. Le cas limite exige que ces échos, situés dans le champ proche reçoivent cinq impulsions ; à l'extérieur de ce champ, l'épanouissement du faisceau est tel que les échos recevront au moins cinq impulsions.
- Détections des échos loin du poisson. La zone au-delà de laquelle les petits échos ne peuvent pas être détectés peut être calculée pour une portée et une vitesse-fond données. L'espacement entre les profils peut alors être ajusté afin que les fauchées adjacentes couvrent au moins les vides. Alternativement, l'espacement entre les profils peut être fixé et la vitesse ajustée pour assurer une couverture totale. Ainsi, pour une portée de 150 m et une vitesse telle que les petits échos ne peuvent pas être détectés dans les premiers 25 m, l'espacement entre les lignes ne doit pas dépasser 125 m.

2.3.3.4 La deuxième méthode précitée est préférée habituellement pour les recherches car elle autorise une vitesse plus rapide. Pour un espacement entre profils de 125 m et une portée de 150 m, les obstacles d'un mètre de longueur seront détectés dans le champ proche à une vitesse d'exploration de 3,6 nœuds seulement alors que la détection à partir de profils adjacents permettra de porter cette vitesse à 7 nœuds. Les calculs sont détaillés plus loin aux paragraphes relatifs à la détection des hauts-fonds (§ 2.3.6) et au calcul de la vitesse de progression (§ 2.3.7).

2.3.3.5 Confirmation des performances du sonar latéral : les calculs ne fournissant que des capacités théoriques, il est indispensable de confirmer les performances du sonar latéral sur le terrain avant sa mise en œuvre. Cette vérification consiste à effectuer une passe au sonar latéral devant un objet convenablement choisi qui soit du même type que ceux recherchés lors du levé. Les deux voies du sonar, c.-à-d. les deux transducteurs latéraux et leurs gammes, doivent être testés pour déterminer la portée maximale de détection.

2.3.3.6 Position du poisson : Le remorquage du poisson offre plusieurs avantages tels qu'affranchir le senseur des mouvements de plateforme et le maintenir à une hauteur au-dessus du fond qui optimise l'ombre acoustique. Inversement, il a pour inconvénient d'introduire une incertitude sur la position du poisson. L'erreur qui en découle a trois composantes :

- une composante longitudinale, causée par l'incertitude sur la distance entre le poisson et l'arrière du bateau qui dépend de la longueur du câble, de sa flèche verticale et de la profondeur du poisson (les deux derniers variant aussi avec la vitesse du bateau) ;
- une composante transversale, due à la dérive du poisson sous l'effet du courant de marée ou des courants généraux et aux manœuvres du bateau ;
- une erreur de positionnement du bateau qui est répercutée sur le poisson.

2.3.3.7 La position du poisson remorqué peut être déterminée en utilisant un système de positionnement à ligne de base ultra-courte (USBL) qui nécessite l'installation de transducteurs/récepteurs sur le bateau et sur le poisson, et dont la précision se détériore rapidement avec la longueur du câble électro-porteur. Une méthode alternative, en cours de développement en Australie, utilise la direction et l'inclinaison de départ du câble

électro-porteur lesquelles, combinées avec un modèle de flexion, permettent de prédire correctement la position du poisson.

2.3.3.8 De plus, l'attitude du poisson remorqué peut varier longitudinalement et autour de son axe, et donc les directions des faisceaux du transducteur peuvent être modifiées. C'est particulièrement le cas si le cap ou la vitesse du bateau changent fréquemment, aussi convient-il d'insister sur la nécessité de prévoir un recouvrement généreux pendant l'exploration. Concrètement, le fait de planifier un levé en s'appuyant sur les limites théoriques de performance du sonar latéral conduit à des trous dans la couverture.

2.3.3.9 Installation sur la coque : le sonar latéral peut être fixé sur la coque du bateau. L'avantage est que sa position et son orientation sont connues et par conséquent le positionnement des hauts-fonds détectés est relativement facile. L'installation sur la coque rend aussi au bateau sa liberté de manœuvre puisqu'il ne remorque plus d'engin. Cependant, il y a plusieurs inconvénients, dont notamment l'effet des mouvements de plateforme sur l'insonification et les performances du sonar latéral, la possibilité d'interférences avec d'autres senseurs tels que le SMF, et la quasi-certitude que le sonar latéral ne sera pas à la hauteur optimum au-dessus du fond. Elle peut néanmoins s'avérer être la meilleure méthode par petits fonds ou dans des régions où la topographie rugueuse est potentiellement dangereuse pour les engins remorqués. Ces cas mis à part, les inconvénients de l'installation sur la coque l'emportent normalement sur les avantages.

2.3.4 Contraintes opérationnelles

2.3.4.1 Stabilité hydrodynamique du poisson remorqué : dans la plupart des conditions, le poisson est découplé des mouvements de plateforme grâce à la souplesse du câble de remorquage. On estime habituellement que le poisson est stable en roulis, tangage et lacets, même si quelques mouvements peuvent subsister dans ces plans. Il est probable que le roulis a un effet relativement négligeable sur l'image du sonar, puisqu'il est compensé par la largeur d'ouverture du faisceau dans le plan vertical. Une inclinaison permanente dans une direction causée par une déformation ou une torsion du câble peut cependant diminuer sensiblement les performances. Ceci doit être envisagé notamment quand la qualité des images des deux voies est différente.

2.3.4.2 Dans les cas extrêmes, on peut ne compter que sur la « bonne » voie dans la préparation des profils d'exploration. Du fait de la faible largeur du faisceau dans le plan horizontal, le tangage et les lacets sont plus significatifs et peuvent réduire la probabilité de détection des petits objets. Un objet qui recevrait au moins cinq impulsions avec un poisson stable pourrait n'en recevoir que trois ou quatre si le poisson oscille dans l'une ou l'autre de ces deux directions.

2.3.4.3 La stabilité du poisson remorqué est considérée comme moins importante que l'incertitude sur sa position. Par mauvais temps, les oscillations du poisson peuvent être clairement visibles sur les enregistrements et il faut, dans ces conditions, s'attendre à une diminution de la probabilité de détection des petits objets. Avec l'utilisation de plus en plus fréquente de compensateurs de pilonnement et de centrales d'attitude couplés aux sondeurs et l'importance accordée à la détection des petits échos, ce sont les conditions d'utilisation du sonar latéral plutôt que les performances des sondeurs qui limitent la qualité des levés.

2.3.4.4 Hauteur du poisson : pour la plupart des travaux, la hauteur optimale du poisson au-dessus du fond est égale à 10% de la portée utilisée, c.-à-d. que pour une portée de 150 m le poisson doit être remorqué à 15 m au-dessus du fond. Les transducteurs du sonar latéral étant légèrement inclinés vers le bas, la portée des signaux retour sera réduite si le poisson est trop près du fond. En revanche, s'il est trop haut, les ombres acoustiques portées par

les obstructions seront raccourcies ce qui les rendra plus difficiles à détecter. Ceci est particulièrement vrai en eaux profondes, quand il faut adopter un compromis entre la profondeur utile du poisson et le maintien d'une vitesse d'exploration raisonnable.

- 2.3.4.5 Dans les zones parsemées de hauts-fonds, il est prudent de remorquer le sonar latéral plus haut que d'habitude avec, comme inconvénient, la réduction de l'ombre acoustique des structures immergées. Cet effet est plus accentué près du poisson où la détection des petits objets est déjà difficile.
- 2.3.4.6 Dans les eaux peu profondes, il est difficile de remorquer le poisson à la hauteur optimale. Bien que l'enregistreur donne une trace sur la largeur entière du papier, le faisceau du sonar latéral peut ne pas insonifier toute la portée. Dans ces conditions, la seule solution est de réduire l'échelle des enregistrements et l'espacement des profils.
- 2.3.4.7 Il y a d'autres limitations dans les eaux peu profondes lorsque le poisson est proche de la surface et la longueur du câble électro-porteur réduite. Cette configuration peut introduire une dégradation des performances par bruits de surface (vagues et sillages de bateaux) et transmission au poisson des mouvements de plateforme. Normalement, les effets de couches et de thermocline sur le sonar latéral sont négligeables aux gammes de fréquences utilisées.
- 2.3.4.8 Durant l'exploration, le poisson doit toujours être maintenu suffisamment haut pour éviter de percuter un haut-fond éventuel. En cas de passage à la verticale d'un tel obstacle, sa cote peut être estimée initialement à partir de la remontée des deux traces centrales ou calculée d'après l'ombre portée sur les fauchées adjacentes.
- 2.3.4.9 Quand on se trouve dans l'obligation de remorquer le poisson à une hauteur plus haute que la valeur optimale, un contrôle de qualité doit être effectué afin de s'assurer que le système continue à satisfaire aux critères de détection. La hauteur du poisson au-dessus du fond peut facilement être ajustée au moyen de la longueur du câble électro-porteur et de la vitesse du bateau. Une réduction franche de la longueur du câble fera remonter rapidement le poisson vers le haut, le retour à la normale intervenant plus lentement par la suite. Cette technique peut être très utile pour franchir un obstacle imprévu. Elle est d'autant plus efficace que la longueur de câble filé est courte.
- 2.3.4.10 Dépresseurs : certains poissons sont équipés de dépresseurs qui permettent d'augmenter la profondeur de remorquage quelle que soit la longueur de câble filé ou la vitesse d'exploration. Cet accessoire présente cependant les inconvénients suivants :
- l'augmentation de la tension du câble nécessite un treuil plus puissant pour régler la longueur filée et peut rendre impossible les manœuvres manuelles en opérations;
 - le raccourcissement du câble se traduit par la transmission au poisson des mouvements de plateforme ;
 - le dépresseur atténue les effets de vitesse et de longueur filée et ne permet plus de recourir à la technique de franchissement des obstacles mentionnée au § précédent.
- 2.3.4.11 En opération près du fond, il est prudent de s'assurer que le poisson est équipé d'un système de largage qui lui permette d'être récupéré en cas de croche. Les ailerons peuvent être perdus dans cette éventualité, mais au moins le poisson est récupéré. Certains sonars latéraux modernes évitent cet inconvénient en fixant les ailerons sur la partie haute.
- 2.3.4.12 Direction de remorquage : en opérations normales le sonar latéral doit être remorqué dans le sens du courant de marée et/ou du courant prédominant afin de minimiser la dérive du poisson. Quand les effets de courant sont négligeables, le sonar latéral doit être remorqué

parallèlement aux isobathes afin, notamment, de minimiser les ajustements de longueur de câble en fonction des profondeurs rencontrées.

- 2.3.4.13 Il y a cependant des exceptions à ces règles. Dans les régions de dunes sous-marines, en particulier, il est nécessaire de remorquer le sonar latéral perpendiculairement à l'axe des dunes afin de s'assurer que le sonar latéral détecte bien les crêtes et les creux et évite de créer des zones d'ombre susceptibles de masquer les objets à détecter (voir figure 4.2).

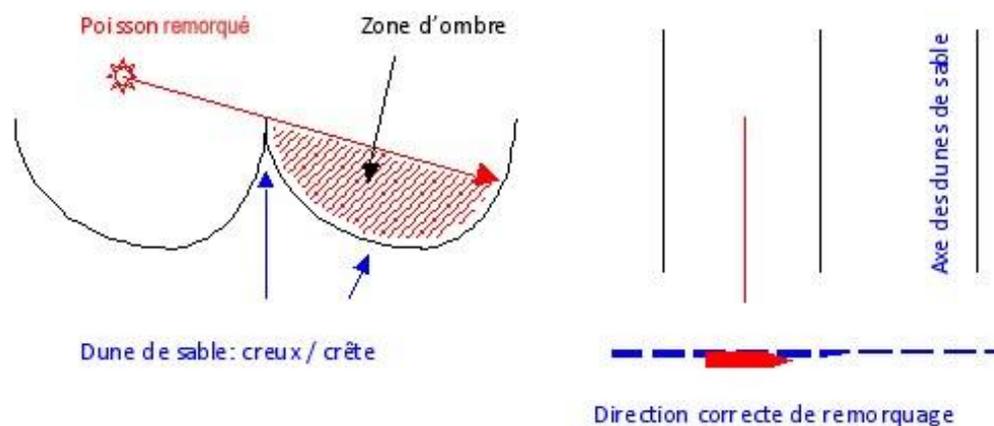


Fig. 4.2 « Sondeur latéral – zones d'ombre potentielles créées par les dunes de sables et direction correcte de remorquage »

- 2.3.4.14 Portée efficace du sonar latéral : les traces sur l'enregistrement n'indiquent pas nécessairement la présence d'échos. Les pertes de transmission, les interférences avec d'autres sources de bruit, les caractéristiques de la colonne d'eau et les limites de l'enregistreur réduisent la portée efficace du sonar latéral. Une portée maximale de 270 m sur les grandes épaves est à peu près tout ce qu'on peut espérer, les petits échos (1-2 m) étant difficiles à détecter au-delà de 120-150 m. La portée de détection varie selon les différents modèles de sonar latéral et les fréquences. Plus la fréquence sera élevée, plus réduite sera la portée de détection mais meilleure l'image résultante. Les meilleurs résultats seront obtenus avec une portée de 150 m permettant de profiter d'une fréquence de répétition élevée et d'une plus haute définition. Un test sur un écho calibré doit fournir normalement des informations sur les performances du sonar dans la zone à lever.

2.3.5 Distorsions des enregistrements du sondeur latéral

- 2.3.5.1 Les sonogrammes ne sont jamais des représentations isométriques du fond et on doit connaître leurs facteurs de déformation avant d'interpréter les mosaïques comme on le ferait de cartes, à moins d'avoir éliminé les distorsions par traitement numérique avant compilation. Les causes principales de distorsions sont :

- compression du sonogramme par suite d'une augmentation de la vitesse du bateau : la distorsion de l'enregistrement se produit dans la direction du profil, suite à un changement d'allure du bateau pour une vitesse de déroulement constante du papier ;
- variation de la hauteur du poisson au-dessus du fond, se traduisant par une distorsion latérale perpendiculaire au profil ;
- variation de la pente du fond, se traduisant par des distorsions perpendiculaires aux profils et différentes du côté montant et du côté descendant.

- 2.3.5.2 On peut calculer les distorsions d'après la vitesse du bateau, la portée, la vitesse de déroulement du papier et la hauteur du poisson. Pendant l'exploration, ces effets sont gardés en mémoire lors du plottage des contacts mais ils doivent être analysés en détail

pendant les recherches. Pour réduire les distorsions au maximum, la vitesse d'investigation sera alors ajustée aux environs de 3 nœuds.

- 2.3.5.3 Effet de miroir de Lloyd : pendant l'exploration au sonar latéral par conditions très calmes, une partie du faisceau peut être réfléchi par la surface (voir figure 4.3). Connue sous le nom d'effet de miroir de Lloyd, cette réflexion se traduit par l'apparition d'une série de maximums et de minimums sur l'image produite. Cet effet ne se produit généralement que quand le poisson est près de la surface ; il peut être minimisé en remorquant le poisson plus profondément.

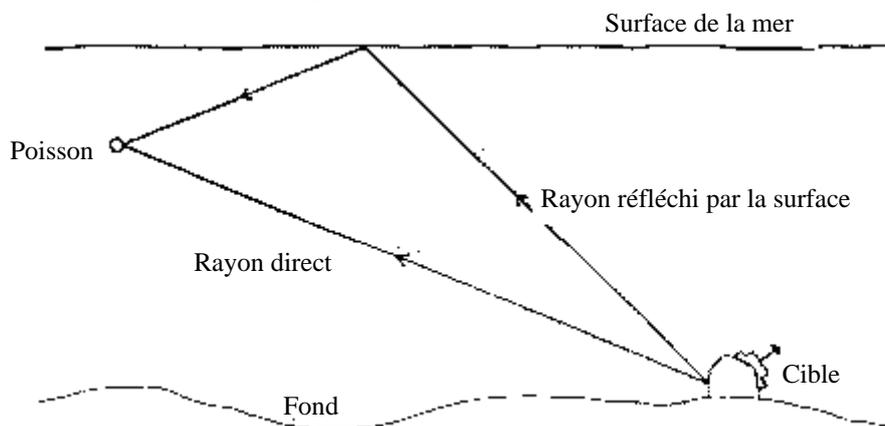


Fig. 4.3 «Effet de miroir de Lloyd »

- 2.3.5.4 Diaphonie : la diaphonie du sonar latéral se manifeste par l'apparition d'une image miroir d'une voie, généralement d'intensité plus faible, sur la voie opposée et qui peut masquer l'image réelle de la voie affectée. Ce phénomène peut empêcher la détection des objets ou conduire à une détection erronée de détails qui ne sont autres que des copies des objets réels de la voie opposée. La diaphonie peut être particulièrement gênante quand il y a de nombreux détails dont on ne saura vérifier s'ils sont réels ou non.
- 2.3.5.5 Effet d'inclinaison du poisson : si le poisson est incliné, la voie orientée vers le fond aura un signal de retour plus fort et par conséquent une image plus foncée que la voie orientée vers le haut. La classification du fond étant basée sur l'interprétation de l'ombre résultant de la puissance du signal réfléchi par les différents types de fonds, l'effet d'inclinaison entraînera par conséquent une interprétation difficile ou même erronée.
- 2.3.5.6 Contrôle automatique de gain (CAG) : le CAG a été introduit pour optimiser l'image des objets détectés. En d'autres termes, dans les zones à fort retour, telles que les fonds rocheux, le gain sera réduit automatiquement pour permettre une meilleure discrimination. Cependant, comme pour l'effet d'inclinaison, la modification du gain –et celle du contraste qui en résulte– rend aussi l'interprétation plus difficile voire impossible, aussi, le CAG devra-t-il être désactivé quand le sonogramme est utilisé pour la classification des fonds.
- 2.3.5.7 Remous et sillages : quand le sonar latéral est remorqué trop près de la surface, l'image peut être affectée par les remous et les sillages des autres bateaux ou du remorqueur lui-même lors d'une giration. De telles interférences peuvent influencer sérieusement la classification des fonds aussi est-il important de les signaler dans le cahier d'observations afin de faciliter l'exploitation ultérieure des sonogrammes.
- 2.3.5.8 Thermocline : comme pour les autres sonars, la propagation des signaux du sonar latéral est soumise aux changements de propriétés des eaux traversées qui peuvent entraîner des distorsions d'image. Il est possible d'utiliser un logiciel de redressement d'image, mais l'hydrographe doit avoir conscience du problème et prendre le cas échéant la décision

d'augmenter le degré d'insonification du fond. Par exemple, dans les régions très fréquentées, il conviendra de densifier l'insonification au moyen de profils intercalaires parcourus en sens inverse, voire de traversiers supplémentaires, et de travailler avec de plus courtes portées. Dans les zones moins sensibles où la distorsion n'est plus un problème, on pourra utiliser des portées plus grandes et limiter les recouvrements.

2.3.5.9 L'ouvrage intitulé « *Sound Underwater Images – A Guide to the Generation and Interpretation of Side Scan Sonar Data* » (Fish JP & Carr HA, 1990) est un document de référence à utiliser pour optimiser l'interprétation du sonar latéral.

2.3.6 Détection des hauts-fonds

2.3.6.1 Les hypothèses suivantes sont posées en préalable :

- la longueur de l'objet est définie comme étant sa dimension mesurée perpendiculairement à l'incidence du faisceau du sonar latéral ;
- le nombre minimal de signaux reçus pour former un écho visible est fixé à cinq ;
- la célérité du son est supposée être égale à 1 500 m/sec ;
- l'ouverture angulaire des faisceaux est de 1,5°.

2.3.6.2 Unités de mesures :

Intervalle de temps entre deux pings	t	secondes
Fréquence de répétition	F	impulsions par seconde
Vitesse-fond	V	mètres par seconde
Longueur de l'objet	L	mètres
Célérité dans l'eau de mer	C	mètres par seconde
Échelle d'enregistrement	Rm	mètres
Largeur du faisceau	Bw	mètres
Distance oblique de l'écho	Rs	mètres
Longueur de l'antenne	l	mètres
Distance parcourue entre deux pings	d	mètres

2.3.6.3 Équations fondamentales :

$$F = \frac{C}{2Rm} \text{ pings par seconde ; ou } t = \frac{1}{F} \text{ secondes}$$

Φ étant très petit, la largeur Bw de faisceau pour une distance Rs donnée est : $Bw = Rs \cdot \Phi$

2.3.6.4 On peut remarquer sur la Figure 4.4 que l'objet A est le plus grand objet qui NE PEUT PAS recevoir cinq pings (impulsions) ; il peut en recevoir un maximum de quatre (c.-à-d. les pings 2, 3 et 4 et le ping 1 ou 5). Cependant, théoriquement, une petite augmentation de la longueur de l'objet A signifierait qu'il a reçu cinq pings ; en général, pour N pings, sa longueur est donnée par :

$$L = V \cdot t \cdot (N - 1) - Bw \quad (4.1)$$

2.3.6.5 L'objet B est le plus petit objet qui DOIT théoriquement recevoir cinq pings; il est atteint par le premier et est manqué de justesse par le sixième. Sa longueur est donnée par :

$$L = V \cdot t \cdot N - Bw \quad (4.2)$$

Fondamentalement, c'est la même équation que celle qui est utilisée pour déterminer la vitesse d'exploration. Les deux formules présupposent que le faisceau est divergent.

2.3.6.6 En général, l'équation (4.1) est utilisée pour déterminer :

- soit la longueur minimum de l'objet qui doit recevoir au moins cinq impulsions pour une vitesse-fond donnée ;

- soit la vitesse-fond qui ne doit pas être dépassée si on veut qu'un objet de longueur donné reçoive cinq impulsions.

2.3.6.7 Dans certaines circonstances, l'hydrographe estimera plus prudent d'utiliser l'équation 4.2 qui donne une plus grande probabilité de détection.

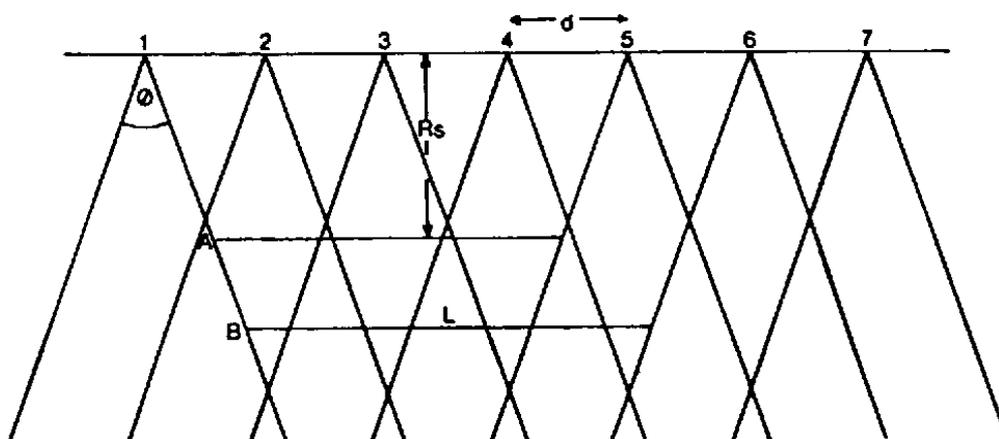


Fig. 4.4 « Diagramme montrant le nombre de pings reçus par un objet »

2.3.7 Calcul de la vitesse de progression

2.3.7.1 Pour une échelle de levé classique à 1 : 25 000, l'espacement des profils sera de 125 mètres et le sondeur latéral sera réglé sur la portée 0-150 m ; en général, le sondage régulier et l'exploration au sondeur latéral seront conduits simultanément. Avec cet espacement de 125 m, un recouvrement de 25 m de part et d'autre des profils adjacents sera assuré, bien que ce recouvrement puisse être réduit en fonction des aléas de tenue de profil.

2.3.7.2 Pour valider un écho sur l'enregistrement il est nécessaire de s'assurer qu'il a reçu cinq pings au moins et pour le classer comme détail intéressant, il faut le confirmer en le détectant sur un autre profil. Ceci ne veut pas dire que les échos qui n'ont pas été détectés sur deux profils adjacents sont des faux-échos mais montre qu'une petite épave située en bordure d'enregistrement peut facilement passer inaperçue.

2.3.7.3 Pendant l'exploration, il est nécessaire de calculer la vitesse-fond à ne pas dépasser afin de s'assurer qu'un objet d'un mètre de long reçoive cinq impulsions sur deux profils adjacents.

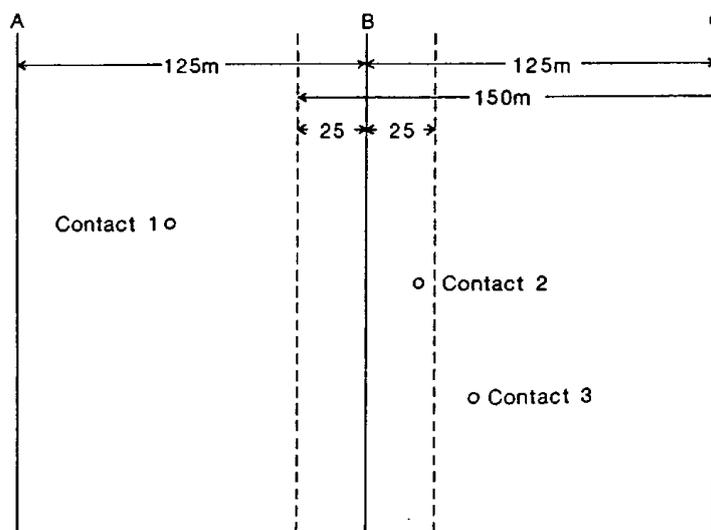


Fig. 4.5 « Calcul de la vitesse de progression »

2.3.7.4 Pour fixer les idées, on a représenté à la figure 4.5 trois profils A, B et C espacés de 125 m. Ces profils sont parcourus par un navire hydrographique qui met en œuvre son sonar latéral par fonds de 150 m. Quels sont les critères de vitesse à respecter?

2.3.7.5 Dans le champ proche : La dimension du champ proche est normalement inférieure à 20 m. Par conséquent, si les profils adjacents A et C permettent d'assurer un recouvrement de 25 m, un objet insuffisamment insonifié dans le champ proche du profil B le sera suffisamment par les profils A et C et la limitation de la vitesse de progression à 3,6 nœuds pour garantir une détection de 5 pings dans le champ proche n'aura plus de raison d'être.

2.3.7.6 Dans le champ lointain : Le contact 1 sera détecté sur les profils A et B, le contact 2 recevra cinq pings des profils A et C et le contact 3 cinq pings des profils B et C. Calculons la vitesse-fond à ne pas dépasser pour qu'un objet de longueur $L = 3,0$ m immergé à 25 m reçoive cinq pings.

Dans l'équation (4.1) la longueur maximale de l'objet qui ne pourra pas recevoir 5 pings sera :

$$L = V \cdot t \cdot (N - 1) - Bw$$

où $Bw = 25 \cdot \Phi$ (l'ouverture angulaire du faisceau étant de $1,5^\circ$ à exprimer en radian)

$N = 5$ (nombre de pings reçus)

$t = 0,2$ sec (intervalle entre deux pings)

$L = 2,999$ m (cette longueur a été choisie au-dessous du seuil théorique de 3 mètres au-delà duquel l'objet recevra 5 pings)

d'où il résulte que $V = \frac{L+Bw}{(N-1)t}$

$$= \frac{2,999 + 0,6545}{4 \cdot (0,2)}$$

$$= 4,57 \text{ m/sec ou } 8,9 \text{ nœuds}$$

2.3.7.7 Dans la pratique, le poisson ne doit pas être remorqué à des vitesses-fond supérieures à 8,0 nœuds sous peine de ne pas détecter les petits objets, ou 10 nœuds tout au plus car au-delà, le poisson fait des embardées. Noter aussi que pour garantir la condition des 5 pings, l'équation (4.2) doit être utilisée ce qui donne une vitesse de 3,65 m/sec ou 7,1 nœuds.

2.3.7.8 S'il est nécessaire de détecter des objets de 1,0 m de long sur deux profils, alors :

$$V = \frac{0,999 + 0,6545}{4 \cdot (0,2)}$$

$$= 2,067 \text{ m/sec ou } 4,0 \text{ nœuds}$$

2.3.7.9 Cependant si pour le même objet, les 5 pings ne sont requis que sur un seul profil, alors :

$$V = \frac{0,999 + (72,5 \cdot Bw)}{4 \cdot (0,2)}$$

$$= 3,623 \text{ m/sec ou } 7,0 \text{ nœuds}$$

2.3.7.10 Il est risqué d'utiliser la dernière des deux équations précitées car la probabilité de détection d'un petit objet dans une situation « à chance unique » est faible.

2.3.7.11 Sonars latéraux « rapides » : Avec les progrès technologiques, certains sonars latéraux ont la capacité d'opérer à des vitesses-fond plus rapides que précédemment. La série Klein

5000 est un exemple qui utilise un faisceau directionnel et des techniques de focalisation produisant simultanément plusieurs faisceaux adjacents et parallèles sur chaque voie. Ce concept « multifaisceaux » autorise des vitesses de remorquage rapides tout en fournissant des images de haute résolution. D'autres développements incluent l'utilisation de techniques d'interférométrie, de multi-pings et d'ouvertures synthétiques. Cependant, comme pour tous ces types de senseurs, il est essentiel de valider leurs performances sur des cibles connues, représentatives des objets à détecter. La validation doit être suivie par des contrôles de fiabilité initiale et des vérifications répétitives dans la zone du levé.

2.3.8 Erreurs de tenue de route

2.3.8.1 Une question qu'il faut se poser est celle de la distance qui peut être parcourue en dehors du profil avant qu'un trou n'apparaisse dans la couverture ? Considérant qu'il suffit d'une seule détection à cinq pings pour un objet de 1,0 m, prenons le cas d'un levé standard à 1: 25 000 avec espacement des profils de 125 m, portée de 0-150 m assurant un recouvrement de 25 m. Dans l'exemple suivant, la somme de toutes les erreurs est calculée comme suit :

Positionnement du poisson	e1	10 m
Navigation du bateau	e2	5 m
Effet de pente	e3	1 m
Variations de la célérité	e4	1,5 m
soit une emq de	$\sum e^2 =$	128,25 m
et un écart type de	E =	11,3 m

2.3.8.2 Dans le recouvrement de 25 m, 24 m seulement sont utilisables (après soustraction de la largeur de trace de l'écho). En définitive, l'écart admissible de tenue de route est égal à :

$$\sqrt{(24^2 - \Sigma e^2)} = 21 \text{ mètres}$$

2.3.8.3 Ceci suppose qu'un objet est détectable à 149 m où il apparaîtra comme un point noir de (0,8 x 0,8) mm avec une ombre de 1 mm (si cette dernière n'est pas masquée par la marque des 150 m). Une tolérance de tenue de route plus prudente serait de 15 m ; l'objet apparaîtrait alors comme un plot de 0,6 mm à l'échelle de 1 : 25 000.

2.3.9 Mise en œuvre du sondeur latéral

2.3.9.1 L'exploration, ou balayage, d'une zone est le nom donné à la méthode standard de recherche hydrographique par sonar latéral. Les catégories d'explorations nécessitées pour un levé donné sont spécifiées dans les IT. Quelques types de recherches par sonar latéral sont indiqués ci-dessous :

Les catégories A et B impliquent une recherche par sonar latéral dans une direction donnée où, dans la mesure du possible, les profils adjacents sont parcourus dans des sens opposés et toutes les épaves répertoriées sont investiguées. Des exemples d'espacement entre profils, de portées, de recouvrements et de vitesses-fond sont indiqués au tableau 4.4.

Les explorations de catégorie A sont standard pour les régions côtières qui ne font pas l'objet de levés de contrôle de routine. Elles prévoient une insonification théorique de 240%, correspondant à un pourcentage égal à 200 fois l'échelle efficace du sonar latéral divisée par l'espacement des profils.

Les balayages de catégorie B correspondent à une insonification théorique de 133%. Ils peuvent être utilisés pour des contrôles de routine par profondeurs supérieures à 100 m, là où la détection de toutes les anomalies bathymétriques est moins cruciale.

La catégorie C indique que seules les recherches d'épaves répertoriées seront effectuées.

La catégorie D correspond aux recherches spéciales, prescrites par instructions particulières détaillant les conditions de mise en œuvre du sonar latéral, des sonars de coque, etc.

Catégorie	Type de levé / échelle	Espacement des profils	Portée du sonar	Vitesse-fond max.	Recouvrement entre profils
A1	Spécial	125 m	150 m	6 nœuds	25 m
A2	Levés côtiers E >1 : 25 000 par fonds < 15m	62,5 m	75 m	8 nœuds (voir Note 2)	12,5 m
	Levés côtiers E >1 : 25 000 par fonds < 50m	125 m	150 m		25 m
	Levés du plateau continental par fonds >50 m et/ou échelle <1 : 25 000	250 m	300 m		50 m
B1	Contrôle de routine	250 m	150 m		50 m
B2	Levés du plateau continental par fonds >100 m et échelle <1 : 25 000	500 m	300 m		100 m

**Tableau 4.4 - Exemple de critères de recherches par sondeur latéral
- Catégories A et B -**

Notes :

1. Les recouvrements entre profils adjacents sont prévus pour compenser les erreurs de tenue de route et de positionnement. Si l'hydrographe considère que ces dernières excèdent les valeurs stipulées au tableau 4.4, il lui appartient d'ajuster l'espacement des profils ou la portée, et si nécessaire, de procéder ultérieurement à des ajustements de vitesse.
 2. Voir plus haut les commentaires relatifs à l'utilisation du sonar latéral « rapide » qui peut soutenir des vitesses plus élevées.
- 2.3.9.2 On considère que les critères ci-dessus correspondent à des normes minimales. Si on doute des performances du sonar latéral, on resserrera les profils ou bien on réduira la vitesse. Dans tous les cas, il est nécessaire de se référer à la publication S-44 de l'OHI ou aux normes des ZOC de la S-57 pour satisfaire aux exigences des recherches.
- 2.3.9.3 L'exécution de profils réguliers, rectilignes et parallèles, demeure la façon la plus efficace pour couvrir une zone de levé. La direction des profils sera proche de celle des courants de marée afin de minimiser les dérives du poisson. L'espacement entre profils sera déterminé par la portée choisie et le recouvrement prescrit. Il est recommandé d'adopter un recouvrement de 125% entre fauchées adjacentes.
- 2.3.9.4 Pour les levés d'hydrographie militaire sur le plateau continental par fonds de moins de 200 m, il est requis ordinairement de détecter tous les objets de plus d'un mètre. Ceci ne peut pas être accompli facilement avec les équipements existants et un compromis doit être fait entre l'exploration au sonar latéral et la bathymétrie. Ce compromis est réalisé pour les objets d'un mètre par fonds de 140 m ; à l'échelle normale de 1 : 25 000, il correspond à un espacement entre profils de 125 m, une portée de 150 m et une vitesse-fond inférieure à 7 nœuds. Les systèmes en service ne peuvent pas être déployés efficacement à des profondeurs de plus de 150 m et pour les fonds compris entre 150 et 200 m, la recherche sera limitée à l'investigation des grosses épaves et des obstructions.

- 2.3.9.5 Les UUV (*unmanned underwater vehicle*) : l'utilisation d'UUV équipés d'un sonar latéral et d'un SMF est de plus en plus courante. Ces plates-formes permettent aux senseurs d'être déployés à grande profondeur et à une hauteur appropriée au-dessus du fond. Il devient alors possible de détecter les petits objets à de plus grandes profondeurs qu'actuellement avec les senseurs de coque ou remorqués par un bâtiment de surface.
- 2.3.9.6 Les profils de sonar latéral doivent toujours être aussi parallèles que possible à la direction des courants de marée dans la région du levé. Les erreurs de positionnement du poisson sont en effet toujours plus grandes perpendiculairement au profil que dans l'axe et on doit s'efforcer de les minimiser. À 6 nœuds, pour 400 m de câble filés et un courant de marée de 2 nœuds, une différence de 10° entre le courant de marée et la direction du profil peut engendrer un écart de 17 m du poisson par rapport au profil.
- 2.3.9.7 Il est nécessaire d'effectuer un profil supplémentaire de chaque côté de la limite extérieure de la zone à lever afin d'en assurer une couverture complète et continue. De même, il faut s'assurer que le poisson a dépassé clairement l'extrémité du profil avant de le terminer.
- 2.3.9.8 Ne pas oublier que la vitesse et les probabilités de détection calculées ici sont théoriques et ne tiennent pas compte des conditions défavorables de mise en œuvre des équipements.
- 2.3.9.9 Repérage des contacts : la détection des obstacles immergés situés entre les profils du levé est le but principal du sonar latéral. L'utilisation finale de l'information ne doit jamais être perdue de vue quand on programme une recherche ; les sous-marins, par exemple, ne s'intéressent pas aux fonds rugueux et la guerre des mines les évitent habituellement. Par fonds lisses, le but doit toujours être de détecter chaque objet tandis que dans les zones plus accidentées, cette exigence est moindre. Tous les contacts doivent être plottés et affectés d'un indice qui sera inclus *in fine* dans le modèle de cartographie des fonds.
- 2.3.9.10 Les techniques développées pour caractériser les contacts des sonagrammes s'efforcent toutes de réduire les erreurs de positionnement et d'orientation du poisson. Les recherches spécifiques, investigations et analyses s'inspireront des recommandations ci-après :
- Les contacts sont positionnés généralement à partir de deux directions opposées à 180°. On utilisera la méthode standard dite du « *layback and offset* » qui consiste à prendre comme position la plus probable la moyenne des composantes longitudinales et transversales du vecteur navire/poisson.
 - Les investigations croisées permettent de disposer pour chaque contact de deux vecteurs perpendiculaires à partir desquels les contours de l'objet peuvent être appréciés.
 - L'investigation par passage au sondeur à la verticale de l'objet permettra d'en déterminer les meilleures cotes et positions qui seront toujours préférées à celles du sondeur latéral. Effectuer si possible une passe dans l'axe longitudinal du contact.
- 2.3.9.11 Cotations au sonar latéral : une bonne image d'épave ou d'obstruction doit permettre d'estimer sa hauteur au-dessus du fond en utilisant les propriétés de l'ombre acoustique. Bien que ce procédé ne soit pas suffisamment précis pour une exploitation cartographique, la cote ainsi calculée sera très utile pour la sécurité du bateau et du poisson et l'organisation des investigations. Les dimensions estimées d'une épave peuvent aussi être mesurées sur le sonogramme. On retiendra notamment les points suivants :
- Il ne faut pas perdre de vue lors de la cotation d'une ombre acoustique que certaines parties de l'épave, telles que les mâts, peuvent ne pas projeter d'ombre détectable ;
 - les cotes des ombres doivent être moyennées dans deux directions opposées afin de s'affranchir de l'erreur de pente. Noter aussi que les hauteurs mesurées dans les zones proches du nadir peuvent être erronées jusqu'à 20% ;

- les mesures de longueur et de largeur doivent toujours être effectuées perpendiculairement au profil et corrigées de l'inclinaison du faisceau.
- 2.3.9.12 Conduite des investigations : les investigations (ou recherches) sont exécutées pour améliorer la classification des contacts repérés au cours de l'exploration. La procédure suivante est recommandée :
- relocaliser le contact en effectuant un nouveau passage au sonar latéral à 50-100 m afin d'éliminer un faux-écho éventuel ;
 - vérifier et/ou améliorer la position du contact ;
 - procéder alors à l'investigation.
- 2.3.9.13 L'échelle 0-150 m est habituellement la meilleure (l'utilisation de l'échelle 0-75 m peut conduire à une situation où l'ombre des contacts est trop marquée et sort du sonogramme). La vitesse doit être fixée approximativement à 3 nœuds afin de réduire les distorsions du sonogramme et de maintenir le poisson approximativement à 15 m au-dessus du fond. Si la définition de l'image est bonne, quatre passes, dont deux effectuées perpendiculairement, doivent être suffisantes. Dans le cas d'une épave, effectuer deux passes dans son axe longitudinal et deux autres par son travers.
- 2.3.9.14 La procédure précitée donne habituellement des données suffisantes pour déterminer si une investigation au sondeur vertical est nécessaire ; elle permet aussi de mesurer la longueur, la largeur et la hauteur de l'objet. Le sonar latéral doit toujours être relevé avant l'investigation. Si plusieurs échos d'une même zone doivent être recherchés au sonar latéral, on gagnera du temps en procédant à l'exploration de l'ensemble avant de relever le sonar latéral et d'effectuer les cotations précises au moyen du sondeur vertical.
- 2.3.9.15 Confirmation de l'inexistence de hauts-fonds cartographiés : On doit s'assurer dans toute la mesure du possible, de l'existence ou de la non-existence des épaves, obstructions ou hauts-fonds cartographiés mais qui n'ont pas été localisés et examinés au cours d'un levé car ces objets ne peuvent pas être supprimés des cartes sans instruction claire et documentée du directeur technique*. La procédure de confirmation de non-existence est décrite ci-après :
- Les objets dont les positions avaient été signalées précédemment, mais qui n'ont pas été détectés pendant le levé, devront faire l'objet d'une recherche très détaillée avant d'être supprimés. Ce type de recherche doit inclure une exploration au sonar latéral dans deux directions perpendiculaires et une recherche au sondeur vertical dans un rayon de 0,5 à 2,5 milles de la position figurant sur la carte. On peut aussi envisager d'effectuer un dragage hydrographique.
 - Lors de la recherche d'un objet de position approximativement connue, tel qu'une épave en (PA), la recherche par sonar latéral doit être exécutée dans deux directions perpendiculaires et éventuellement étendue dans un rayon d'au moins 2,5 milles correspondant à une probabilité statistique de détection. Cependant, si le directeur technique juge que la recherche initiale dans une direction a été suffisante et que son sonar latéral fonctionne bien, il peut estimer que la recherche dans la direction perpendiculaire n'est pas nécessaire, eu égard aux informations dont il dispose quant à la dimension, l'historique et la position de l'épave en question. Si de plus, au cours de l'exploration initiale, il met en œuvre un magnétomètre et ne détecte aucune anomalie dans un rayon de 2,5 milles autour de la position de la carte, il peut apporter une preuve supplémentaire qu'aucune épave à contenu ferromagnétique n'existe dans la région.
 - Les recherches d'épaves situées en dehors d'une zone de levé régulier doivent être

* NdT : Cette terminologie en usage dans les missions hydrographiques françaises désigne l'hydrographe qui engage sa responsabilité dans l'exécution d'un levé. Elle correspond à l'expression *Charge Hydrographer*.

conduites dans un rayon de 2,5 miles au moins. S'il faut effectuer une deuxième exploration perpendiculairement à la première, on appliquera les critères ci-dessus.

2.3.9.16 Que les recherches relèvent du levé d'envergure ou de l'investigation isolée, le directeur technique devra établir un rapport particulier[▲] complet et documenté incluant ses recommandations quant aux actions cartographiques préconisées.

2.3.10 Erreurs de positionnement des contacts établis par sonar latéral

2.3.10.1 Au cours d'un levé normal, l'objectif fondamental de l'hydrographe est d'insonifier totalement les fonds afin de détecter tout détail significatif. Les caractéristiques des objets de grandes dimensions seront précisées par sondeur vertical.

2.3.10.2 Cependant, certains levés spéciaux requièrent de fournir les positions les plus précises possibles de chaque écho, en particulier des petits échos posés sur le fond. Celles-ci ne sont pas toujours déterminées au sondeur vertical aussi est-il nécessaire d'analyser toutes les erreurs de positionnement intervenant dans l'exploitation d'un sonagramme.

2.3.10.3 Pour un écart de $\pm 1 \sigma$, les incertitudes affectant le positionnement d'un écho proviennent :

de la position du navire	5,0 m
de la position du poisson (voir Note) -	10 m
des variations dues à la célérité (1500 m/sec) -	1,5 m
de la résolution de l'enregistrement (0,75% de la portée) -	0,75 m
de l'erreur de pente -	1,0 m

Elles se traduisent par une erreur totale de $(\sqrt{emq}, \text{ soit } 1 \sigma) = 11,4 \text{ m}$

Note : Cette quantité inconnue dépend de l'utilisation ou non d'un système de positionnement du poisson, l'expérience montrant que celui-ci peut osciller de 20 m de part et d'autre du profil. L'erreur dépend aussi de la profondeur et de la longueur de câble filé. On l'estimera égale à $\pm 10 \text{ m}$.

2.3.10.4 Les valeurs mentionnées ci-dessus sont indicatives et la liste n'est pas exhaustive. L'hydrographe doit en tenir compte à chaque étape du levé et commenter le bilan d'erreurs dans son rapport particulier, comme il le fait pour les erreurs de sondeur.

2.3.10.5 L'incertitude sur la position du poisson est la plus grande source potentielle d'erreur. À moins d'utiliser un système de positionnement précis du poisson, les hydrographes doivent veiller à minimiser les erreurs en préparant des profils parallèles au courant de marée ou au courant dominant. Si ce n'est pas possible, on profitera de chaque occasion pour quantifier la dérive du poisson par rapport à la trajectoire en se repérant par rapport à des détails de position connue. S'il y a un risque que l'insonification ne soit pas complète, la solution la plus simple est de resserrer les profils au prix d'une réduction du rendement.

2.3.11 Mesures effectuées sur le sonogramme

2.3.11.1 Écart longitudinal ou *layback* : Le *layback* est la composante du vecteur antenne/poisson mesurée sur le profil (voir figure 4.6). Dans des conditions normales, il est égal à :

$$DT + \sqrt{[WO^2 - DS^2]}$$

[▲] NdT : Cette terminologie en usage dans les missions hydrographiques françaises correspond à l'expression *Evaluation report* de la publication S 32 de l'OHI – 5^{ème} édition – 1994 – Art. 1 718.

où DT est la distance séparant l'antenne du point d'amarrage de la remorque, WO la longueur de câble filée au-delà de ce point et DS l'immersion du poisson sous la surface.

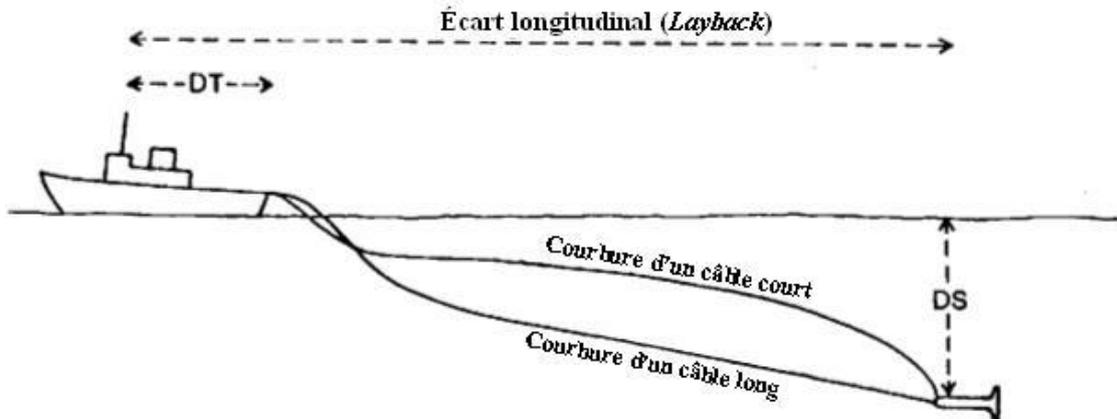


Fig. 4.6 « Écart longitudinal (*layback*) du sondeur latéral »

Remarque : Quand la longueur filée dépasse 100 m, les effets de la courbure du câble électro-porteur l'emportent sur les propriétés dynamiques du poisson.

- 2.3.11.2 Le calcul du *layback* repose sur l'hypothèse simplificatrice d'un câble rectiligne alors qu'il suit en réalité un parcours irrégulier dans les plans horizontaux et verticaux.
- 2.3.11.3 Correction de distance oblique : la distance oblique est rapportée à l'horizontale par application du théorème de Pythagore. Si le fond est en pente, une correction supplémentaire devra être appliquée.
- 2.3.11.4 Cotation des objets sur les sonogrammes : l'une des propriétés les plus utiles du sonar latéral est la possibilité de coter les hauteurs des objets à partir des ombres acoustiques portées sur les sonogrammes. Il faut pour cela que la hauteur du poisson au-dessus du fond et la portée soient optimisées (Fig. 4.7).

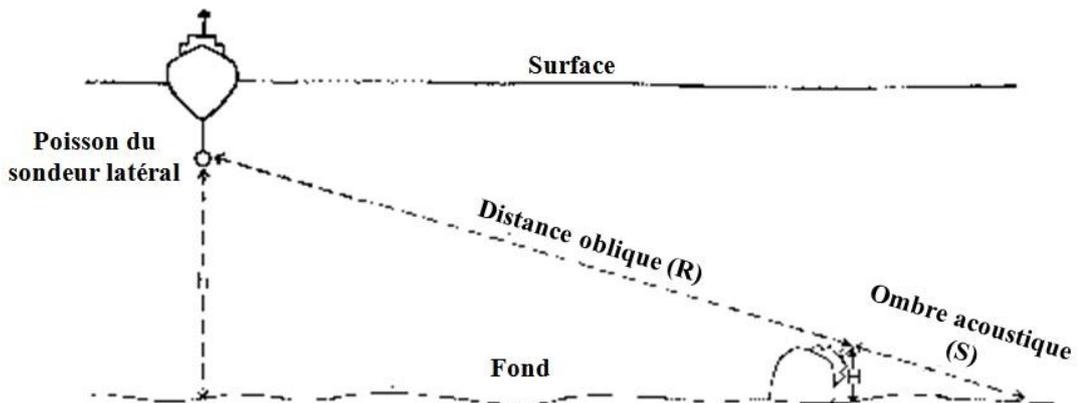


Fig. 4.7 « Cotation d'une hauteur à partir de l'ombre acoustique »

Les deux triangles semblables de la figure 4.7 permettent d'écrire :

$$H = \frac{S \times h}{R + S}$$

Où H est la hauteur de l'objet, S la longueur de l'ombre acoustique, R la distance oblique de l'épave et h la hauteur du poisson au-dessus du fond.

2.3.12 Sondeurs multifaisceaux (SMF)

- 2.3.12.1 Le SMF s'est rapidement imposé en bathymétrie par sa capacité théorique à assurer une insonification totale des fonds tout en satisfaisant aux spécifications de l'OHI.

Le fait que le transducteur du SMF soit fixé sur la coque du bâtiment hydrographique lui confère une précision de positionnement égale à celle du système utilisé par le porteur. Avec ses faisceaux discrets, le SMF devient l'outil de choix pour les levés bathymétriques.

- 2.3.12.2 Grâce à la précision de son positionnement, des passes SMF consécutives sur un même objet conduisent exactement à la même position géoréférencée. Cette propriété présente un grand avantage quand il faut retrouver un objet en vue de l'investiguer *in-situ* par ROV ou par plongeur. Malheureusement, le transducteur fixe produit des angles d'incidence qui ne sont pas favorables à la détection d'objets en temps réel utilisant le même principe que les ombres acoustiques du sonar latéral. La détection doit se focaliser sur la mesure des variations de bathymétrie causées par la présence d'un objet sur le fond.
- 2.3.12.3 Méthodes de levé : les spécifications d'un levé au SMF et au sonar latéral sont semblables à celles d'un levé au sondeur monofaisceau traditionnel, l'exécution d'une série régulière de profils parallèles demeurant la façon la plus efficace pour couvrir la zone. La direction des profils devra être optimisée pour le sonar latéral ; elle sera proche de celle des courants de marée. Et du fait que le SMF collecte une aussi grande densité de données dans l'axe des profils que perpendiculairement, il ne sera plus nécessaire de couper les isobathes à angle droit afin de mieux les déterminer comme pour les levés au sondeur monofaisceau.
- 2.3.12.4 L'espacement des profils sera déterminé comme d'habitude en fonction de l'échelle du levé et du recouvrement. La différence est qu'une couverture bathymétrique de 100% sera probablement spécifiée. Dans les eaux peu profondes, disons de 30 m, l'espacement entre profils pour obtenir une couverture SMF de 100% peut être inférieur à celui requis par le sonar latéral. Il revient à l'hydrographe de décider s'il est plus rentable d'effectuer une couverture au sonar latéral et de la compléter ensuite par des profils SMF intercalaires ou de procéder d'entrée à une couverture SMF complète.
- 2.3.12.5 La détermination de l'espacement des profils est fonction des profondeurs rencontrées dans la zone dont dépendront les largeurs des fauchées du SMF. Quand cette profondeur varie beaucoup, il est plus efficace de découper la zone et de sonder chaque subdivision homogène avec un espacement approprié. Il est recommandé d'assurer un recouvrement moyen de 25% entre fauchées adjacentes et de ne pas tomber en dessous de 10%.
- 2.3.12.6 Quand la direction des profils dépend du SMF uniquement et si la célérité est homogène dans la zone, la meilleure orientation des profils sera parallèle aux isobathes. Dans cette configuration, la largeur des fauchées et le recouvrement entre fauchées adjacentes seront plus réguliers et l'espacement entre profils pourra être augmenté.

2.3.13 Conditions d'utilisation des sondeurs multifaisceaux

- 2.3.13.1 En dépit des pronostics initiaux et des prétentions des fabricants, la détection par SMF d'objets petits et potentiellement dangereux ne peut pas être garantie. Par exemple, si un mât d'épave était détecté par un SMF, les algorithmes d'atténuation du bruit auraient toutes les chances de l'éliminer tandis qu'inversement, la suppression des filtres produirait tellement de bruits qu'elle rendrait les données inutilisables.
- 2.3.13.2 Un autre aspect fondamental du SMF est la géométrie de son faisceau. Les marques et modèles sont de conceptions différentes, lesquelles peuvent, parfois, laisser des vides

relativement grands entre les faisceaux insonifiés. Le SMF interférométrique, par exemple, peut avoir des difficultés à détecter les petits objets situés à l'aplomb par le simple fait de la physique de ce type de système.

- 2.3.13.3 Les hydrographes doivent vérifier les performances de leur SMF avant de l'utiliser pour la détection des hauts-fonds en incluant la détermination de l'ouverture du faisceau, la fréquence de répétition, la vitesse-fond, etc. De nombreux services hydrographiques privilégient encore le sonar latéral pour détecter les objets, combiné avec le SMF pour la bathymétrie et le contrôle.

La géométrie du faisceau et les potentialités de détection offertes par le SMF sont largement discutées dans le N° 83 du *Hydrographic Journal* de janvier 1997 « *How Effectively Have You Covered Your Bottom?* » - par Miller JE, Hughes Clarke JE, & Paterson J.

2.3.14 Magnétomètre

- 2.3.14.1 Cet instrument peut être très utile pour distinguer les épaves ferreuses des roches. Un bref survol de la théorie opératoire des magnétomètres peut être trouvé dans la publication de 1981 de la FIG/IHO intitulée : « *Report on the Detection of Depth Anomalies* ».

- 2.3.14.2 Dans toute la mesure du possible, un magnétomètre sera déployé pendant l'exploration au sonar latéral afin d'apporter des preuves supplémentaires de la présence de matières ferreuses sur, ou sous, le fond bien qu'il ne puisse pas les localiser précisément.

- 2.3.14.3 L'intensité du champ magnétique créé par un objet ferreux est inversement proportionnelle au cube de sa distance. L'anomalie mesurée par le magnétomètre est :

$$M = \frac{50,000 \times P}{D^3} \text{ (en nanoteslas ou nT)}$$

où M est l'anomalie d'intensité du champ magnétique exprimée en nT, P le poids du métal de l'objet en tonnes et D sa distance en mètres par rapport au magnétomètre.

- 2.3.14.4 En général, le plus petit changement raisonnablement détectable d'intensité du champ magnétique sera de 5 nT. Pour une telle valeur, l'équation ci-dessus devient :

$$D = \sqrt[3]{10\,000 \times P}$$

ou, pour une série d'objets :

Objets	Portée de détection
Ancre de 100 kg -	10 m
Mine de 1 tonne -	22 m
Canon de 2 tonnes -	27 m
Épave de 10 tonnes -	46 m
Épave de 100 tonnes -	100 m
Épave de 1 000 tonnes -	200 m

- 2.3.14.5 Prenant l'exemple d'une exploration selon des profils espacés de 125 m par fonds de 50 m et un magnétomètre remorqué à 3 m sous la surface, on remarquera d'après ce tableau :

- qu'une épave ferreuse de 100 tonnes sera probablement détectée sur un profil au moins et que toute épave de plus de 1000 tonnes sera détectée sur plusieurs profils ;
- qu'une épave ferreuse de 10 tonnes ne pourra être détectée que par passage à l'aplomb ;

- que tout objet ferreux de moins de 10 tonnes aura peu de chances d’être détecté ;
- qu’un navire hydrographique contenant approximativement 1000 tonnes de masse ferreuse devra remorquer le magnétomètre 200 m derrière lui faute de quoi les portées de détection indiquées dans le tableau seront sérieusement dégradées.

2.3.14.6 Certains magnétomètres sont conçus pour être remorqués près du fond, augmentant ainsi la probabilité de détection des petits objets ferreux. Il faut faire attention cependant à ne pas emmêler leur câble avec celui du sonar latéral ; cet inconvénient a moins de chances de se produire quand le magnétomètre est remorqué en surface.

2.3.15 Autres méthodes de détection des objets posés sur le fond

2.3.15.1 Les autres sondeurs qui ont la capacité de détecter des objets incluent :

Le sondeur monofaisceau : cet instrument n’est pas normalement utilisé pour détecter les objets par petits fonds en raison de l’ouverture relativement étroite de son faisceau qui rend impossible la couverture totale d’une zone. Le monofaisceau peut être utilisé pour contrôler le SMF dont les performances de détection à l’aplomb et dans les eaux très peu profondes sont médiocres. Dans tous les cas, l’utilisation du sonar latéral sera indispensable.

Le lidar : les sondeurs laser aéroportés type Hawkeye, LADS ou Shoals sont capables d’assurer une couverture surfacique totale et pour certains, de détecter dans les eaux claires des objets compatibles avec l’ordre 1 de la S-44. Les développements actuels (2010) privilégient la détection d’objets de plus en plus petits.

Le sondeur électromagnétique aéroporté (AEM) : originalement conçus pour les levés géophysiques, les sondeurs AEM permettent de détecter des objets mais ne satisfont pas aux normes de l’OHI.

Sonar à vision vers l’avant (FLS): le FLS est conçu essentiellement pour la navigation et l’anticollision. Ses développements récents offrent certaines capacités de détection d’objets, mais celles-ci ne sont pas compatibles avec les normes bathymétriques de l’OHI, aussi le FLS ne peut-il pas être considéré comme un senseur hydrographique.

2.3.16 Détermination du brassage d’un objet

2.3.16.1 L’hydrographe doit déterminer le brassage des épaves et des obstructions. Les conseils suivants peuvent aider à choisir la méthode d’investigation en vue d’obtenir la profondeur minimale. Quelle que soit la méthode utilisée, l’opinion de l’hydrographe sur la précision obtenue est essentielle et doit être consignée dans le rapport particulier. Même quand la profondeur minimale n’a pas été atteinte, il faut faire exprimer un avis sur la précision obtenue et orienter les actions cartographiques futures.

2.3.16.2 Les précisions horizontales et verticales des profondeurs minimales doivent être cohérentes avec les critères du levé ainsi qu’avec les standards de la S-44 et/ou de la S-57 de l’OHI.

2.3.17 Mesure du brassage par sondeur

2.3.17.1 Le brassage du haut-fond peut être obtenu par saturation des sondes du monofaisceau. L’espacement des profils sera calculé en fonction de l’ouverture du faisceau et des profondeurs moyennes dans la zone, avec un recouvrement de 25% au moins. Le calcul de la zone insonifiée par sondeur monofaisceau se trouve au chapitre 3, paragraphe 4.5.

2.3.17.2 Le SMF permet alternativement de mesurer le brassiage. Cependant, comme signalé précédemment, l'hydrographe devra être certain que ses capacités lui permettent de déterminer la profondeur minimale, en particulier s'il s'agit d'un mât ou d'un objet semblable. Il devra notamment tenir compte de la largeur et de l'espacement des faisceaux, de la vitesse-fond, de la section insonifiée (nadir, voies intérieures, mi-fauchée, etc.), du nombre et de la direction des passes. Il ressort que le SMF est bien adapté à la délimitation de l'objet qui pourra alors être investigué en une seule passe ou plus économiquement par le sondeur monofaisceau.

2.3.18 Utilisation des plongeurs

2.3.18.1 L'emploi de plongeurs est une alternative quand la visibilité, la force du courant et la profondeur de l'objet le permettent. Quand les plongeurs sont utilisés, il convient de prévoir une durée suffisante pour conduire les travaux avec précision et sans risques. Si des profondimètres sont utilisés, leur précision doit être évaluée. Une mesure de brassiage par plongeurs peut être réalisée en moins d'une heure, alors qu'un dragage hydrographique peut prendre quatre heures ou plus.

2.3.18.2 Dans certaines circonstances, notamment par fonds inférieurs à 30 m, l'emploi de plongeurs peut être indiqué. En revanche, si une épave a été draguée ou investiguée par plongeurs depuis moins de cinq ans, que sa position est restée inchangée et que le sondeur n'indique pas de modification significative, l'utilisation de plongeurs n'est pas nécessaire.

2.3.18.3 Lorsque les profondeurs moyennes autour de l'épave sont notablement différentes de celles de la carte où lorsqu'on sait qu'un travail de déblaiement a été entrepris depuis le dernier levé, l'utilisation de plongeurs peut être nécessaire.

2.3.18.4 Si les sonogrammes indiquent que le bateau repose sur le côté ou quille vers le haut et que des profondeurs cohérentes ont été obtenues au sondeur, il est inutile de poursuivre les investigations sauf s'il existe une possibilité que des structures protubérantes n'aient pas été détectées au sonar latéral ou au sondeur, auquel cas les plongeurs devront être utilisés.

2.3.18.5 Les fonds malsains* requièrent une attention particulière car leur évolution peut faire réapparaître des débris dangereux pour le mouillage qui n'avaient pas été considérés comme tels auparavant. Les rapports de plongeurs deviennent alors particulièrement utiles.

2.3.18.6 Dans les zones évolutives et soumises à de forts courants de marée, les épaves peuvent se déplacer et leur brassiage changer. De telles épaves doivent toujours rester suspectes et en cas de doute, des vérifications par plongeurs doivent être effectuées.

2.3.19 Autres méthodes de détection

D'autres méthodes de détermination des brassiages incluent le dragage hydrographique et les engins autonomes et télécommandés équipés de senseurs appropriés. Ces méthodes qui procèdent par passages successifs sont détaillées ci-après.

2.3.20 Dragages hydrographiques

Dans certains cas, le seul moyen efficace pour mesurer le brassiage d'une roche ou d'une épave est le dragage à fil♦ qui se décline selon plusieurs méthodes :

2.3.20.1 Dragage dérivant à un bateau seul

* NdT : S 32 - Art.1915

♦ NdT : S 32 - Art.6013

Cette méthode lente mais précise peut devenir impossible si le vent et la marée sont traversiers et difficile s'ils sont contraires à la progression du dragage. L'orientation de la drague doit être maintenue perpendiculaire à la progression et elle ne doit subir aucun à-coup en avant ou en arrière. Les hydrographes qui utilisent cette méthode doivent se méfier des trous dans la couverture, des écarts excessifs de l'angle de dragage (orientation de la drague perpendiculairement au profil) et des glissements imperceptibles sur les obstacles.

Les conditions à respecter pour un dragage dérivant à un bateau seul sont les suivantes :

- l'épave doit avoir été investiguée par sondeur au préalable ;
- une bouée de marquage doit être mouillée à une largeur de drague environ en amont du courant de marée ;
- l'angle de dragage ne doit pas s'écarter de plus de 20° de celui de la progression ;
- il faut laisser la drague dériver (utilisation minimale des moteurs) ;
- la tension de la drague doit être maintenue constante pendant l'opération.

2.3.20.2 Dragage dérivant à deux bateaux

La procédure est semblable à la précédente. Il faut prêter attention aux points suivants :

- fauchée plus large que pour un dragage à un bateau seul (maximum 100-120 m) ;
- la position des bateaux d'extrémité doit être connue ;
- une bonne compétence manœuvrière est requise ;
- au début du dragage, les bateaux doivent être stoppés-dérivants ;
- surveiller le fléchissement (tension faible) et le relèvement de la drague (tension forte) ;
- les bateaux auront tendance à rouler ;
- les bateaux doivent tirer lentement ensemble.

Les facteurs susceptibles d'influencer la précision de cette méthode incluent :

- l'angle de dragage qui est déterminé par la dérive de la drague et par sa tension ; cet angle doit s'écarter le moins possible de la perpendiculaire à la progression ;
- le fléchissement de la drague qui est affecté par son poids et par la largeur de la fauchée ;
- la tendance des bateaux à rouler qui se traduit par une précision moindre que pour le dragage dérivant à un bateau seul.

2.3.20.3 Dragage en route.

Les facteurs susceptibles d'influencer la précision de cette méthode incluent notamment :

- la tendance au relèvement de la drague, qui a tendance à remplacer le fléchissement ;
- les variations de tension et de vitesse qui se traduisent par un angle de dragage incertain.

2.3.20.4 Les dragages dérivants et en route sont détaillés dans la publication « *Admiralty Manual of Hydrographic Surveying* », Volume 2, UK Hydrographic Office, 1969.

2.4 Tenue des cahiers d'observations et constitution des divers dossiers

2.4.1 Explorations au sondeur latéral

2.4.1.1 Cette section a trait à la tenue des cahiers d'observations pour sonar latéral. L'hydrographe doit veiller scrupuleusement à la cohérence des enregistrements.

2.4.1.2 La tenue des cahiers d'observations varie d'un navire à l'autre en fonction des équipements d'enregistrement des données utilisés et des préférences de l'hydrographe de quart. Il est recommandé toutefois de noter les informations suivantes afin d'interpréter le sonar latéral:

- date et heure ;
- vitesse-fond ;
- route prévue et route suivie ;
- cap du navire ;
- longueur de câble filé ;
- remarques, y compris état de la mer.

2.4.1.3 Journal des contacts. C'est le registre principal pour tous les contacts obtenus par sonar latéral. Les informations suivantes doivent être notées pour chaque contact :

- référence du sonogramme et des enregistrements associés (ou leurs équivalents numériques) ;
- date et heure ;
- numéro du contact ;
- détails du positionnement ;
- côté de la détection (bâbord/tribord) ;
- pente du fond ;
- écart longitudinal (le *layback* du § 2.3.11.1) ;
- hauteur du poisson au-dessus du fond ;
- caractéristiques du contact (ombre, diaphonie, intensité, classification initiale) ;
- actions à prévoir (investigation, resserrement des profils, *quick look*, rien, etc.) ;
- actions réalisées (classification finale, référence aux enregistrements associés, etc.).

2.4.1.4 Tout évènement marqué par un top simultané sur le sonogramme et la bande de sonde doit recevoir un titre complet. Gardant à l'esprit que le sonogramme et le cahier d'observations sont archivés séparément, on notera suffisamment d'informations sur le cahier pour pouvoir l'utiliser seul lors de la phase d'analyse et de vérification.

2.4.2 Dossiers d'épaves

2.4.2.1 Le traitement précis des dossiers d'épaves est une tâche de longue haleine, mais l'établissement d'une procédure fiable au départ permet plus tard de faire l'économie de confusions et d'erreurs. La position et les détails des épaves individuelles peuvent apparaître sur plusieurs documents dont on doit s'assurer qu'ils sont cohérents et corrects.

2.4.2.2 L'hydrographe doit s'assurer que les actions suivantes ont bien été exécutées :

- enregistrement et archivage systématiquement de tous les registres ;
- investigation dans l'ordre de tous les échos ;
- complétage des dossiers d'épaves ;
- enregistrement de toutes les épaves sur les registres et sur les minutes ;
- contrôle de cohérence des positions et de tous les détails.

2.4.2.3 Les informations relatives aux épaves peuvent apparaître sur les documents suivants* :

- minutes B ou SMF (bathymétrie ou sondeur multifaisceaux) ou leurs équivalents numériques ;
- mosaïques sonar latéral (MOSA) ou leurs équivalents numériques ;
- minutes N (nature de fond) ;
- minutes R (recherche) ;
- sonogrammes et bandes de sonde annotées (ou leurs équivalents numériques) ;
- cartes renseignées ;
- rapports particuliers.

2.4.2.4 Positionnement précis des épaves : les positions des épaves dans tous les documents doivent être cohérentes ; à cette fin, la procédure suivante est recommandée :

- rechercher la position correspondant au meilleur passage à la verticale ou au graphique établi lors de l'investigation de l'épave ; la convertir en latitude et longitude ;
- porter cette position sur la minute de construction, sur la mosaïque du sonar latéral et sur les minutes N, R, B et/ou SMF ;
- noter cette position dans le rapport particulier.

2.4.2.5 Les minutes définitives doivent comporter à leurs positions les profondeurs moindres des épaves détectées. S'il n'a pas été possible d'investiguer complètement une épave, celle-ci sera entourée d'un cercle rouge accompagné de la légende « Ep (NFS) »[†]. Il est important de ne porter aucune profondeur dans ce cercle car elle pourrait être interprétée ultérieurement comme une profondeur moindre.

2.4.2.6 Les minutes doivent comporter la position de chaque épave en utilisant les symboles appropriés de la publication INT 1.

2.4.2.7 Chaque épave ou obstruction listée sera accompagnée d'enregistrements caractéristiques du sondeur et du sonar latéral illustrant l'objet (ou copies d'écran si ces instruments n'ont pas de sortie papier). Les tracés comporteront la date et l'heure, la route et la vitesse-fond du navire et, dans le cas du sonar latéral, la distance du poisson à la position observée. La profondeur moindre observée ou calculée sera également mentionnée.

2.4.2.8 Il convient de fournir le plus de détails possibles et notamment :

- la position où l'épave a été localisée et le système géodésique du levé ;

* NdT : Les lettres-repères utilisées sont celles en usage dans les missions hydrographiques françaises (cf Norme SHOM relative à la rédaction des minutes de levé – version V1.1 du 2009/03/09)

† NdT : NFS (*not fully searched*). Cette abréviation n'est pas dans l'ouvrage 1D-INT1, à jour de la modification 2010/10/21.

- le point retenu, en indiquant les corrections appliquées ;
- la profondeur moindre, la méthode d'observation, son caractère définitif ou non, la différence avec la carte et la raison de l'écart, dans le cas d'une hauteur calculée à partir d'une ombre acoustique, la moyenne obtenue sur deux directions opposées ;
- les dimensions et l'orientation approximatives, avec toute preuve (par exemple le rapport de plongée) relative à l'identité et à l'état de l'épave;
- les détails relatifs à la réduction de la marée ;
- les remarques générales : corrélation avec les épaves environnantes ou listées, présence éventuelle et taille des souilles, profondeurs moyennes et nature du fond.

2.4.3 Exploration au sonar de coque

2.4.3.1 Chaque fois qu'un sonar de coque est utilisé pendant un levé, il faut préparer un tracé à la même échelle que la minute bathymétrique pour y porter les données suivantes :

- la trajectoire du bateau pendant l'exploration ;
- les limites de la zone explorée ;
- les limites des zones ayant fait l'objet d'investigations approfondies (sans trajectoires) ;
- les positions et les numéros d'identification de toutes les épaves et obstructions localisées pendant le levé ;
- les positions et les numéros d'identification de toutes les épaves et relèvements de fonds listés dans le rapport particulier.

2.4.3.2 Quand un sonar de coque est utilisé conjointement avec le sonar latéral, le tracé doit également inclure :

- les zones comportant de nombreux échos ;
- tous les contacts nets et leurs azimuts/distances de détection (les contacts transitoires ne doivent pas être représentés) ;
- la qualité des contacts, leur classification et s'ils ont été investigués ou non.

2.4.3.3 Toutes les positions des contacts et des épaves doivent être soigneusement vérifiées sur tous les autres tracés, formes et rapports. Les symboles suivants seront utilisés* :

épave -	Wk
épave, non complètement recherchée -	Wk (NFS)
épave possible -	Wk (U) (voir note)
fond -	B
bon écho du fond -	g
assez bon écho du fond -	f
épave draguée -	Wk

Note : Lorsqu'il n'est pas possible de confirmer qu'un écho est une épave, bien qu'il s'agisse vraisemblablement d'une « épave possible », la qualification supplémentaire « (U) » (*unexamined* / non examiné) doit être utilisée pour indiquer que l'investigation n'a

* NdT : ces abréviations ne figurent généralement pas dans l'ouvrage 1D-INT1, à jour de la modification 2010/10/21.

pas été concluante. La classification « (U) » sera aussi utilisée quand un contact n'a pas été du tout examiné. Les échos classés « Wk (U) » doivent être listés avec les épaves.

- 2.4.3.4 Route du navire et points : lorsque les profils sonar diffèrent de ceux du levé régulier, on portera un nombre suffisant de points sous forme abrégée, sauf en fin de profils.
- 2.4.3.5 Limites de la zone explorée : contour vert pour le sonar latéral, contour rouge pour le sonar de coque et contour bleu pour les recherches (avec résultats écrits à la main ou référence à un autre dossier).
- 2.4.3.6 Épaves listées : les épaves non dangereuses et leur numéro de référence sont écrits en noir.
- 2.4.3.7 Épaves localisées : cercle noir de 5 mm de diamètre.
- 2.4.3.8 Quand un sonar de coque a été utilisé seul, le contour doit entourer toute la zone explorée (idéalement sur un calque superposable à une carte à grande échelle ou à une carte topographique couvrant la zone). Ce contour doit pouvoir être combiné suffisamment clairement aux autres sources d'information par le cartographe pour qualifier les données.
- 2.4.3.9 Les tracés du sonar doivent contenir une symbolique claire et complète. De plus, les mosaïques du sonar latéral doivent contenir un tableau des spécifications d'utilisation, comprenant l'échelle, le mode (exploration ou recherche), l'angle de dépression du faisceau et la hauteur moyenne du poisson.
- 2.4.3.10 Quelques-unes des données requises ci-dessus peuvent être combinées avec d'autres tracés dans la mesure où cela ne nuit pas à la clarté du tracé existant.

3. CLASSIFICATION DES FONDS

3.1 Historique

- 3.1.1 La classification des fonds vise à répondre aux triples demandes de la carte marine, des considérations économiques et environnementales et du besoin militaire.
 - 3.1.1.1 Carte marine : une méthode de classification relativement simple basée sur la nature des fonds est utilisée pour les cartes marines et pour les besoins de la navigation. Une liste de classifications est dans l'ouvrage INT 1. Le navigateur a besoin de cette information pour :
 - choisir un mouillage ;
 - déterminer la tenue du fond et la longueur de chaîne à utiliser ;
 - apprécier la sécurité du mouillage ;
 - disposer d'un moyen de contrôle supplémentaire de la navigation.
 - 3.1.1.2 Considérations économiques et environnementales : Une classification plus détaillée, habituellement obtenue en utilisant des logiciels sur étagère est utilisé par :
 - l'ingénierie *offshore*, par exemple pour la mise en place de plateformes pétrolières, de marques de balisage ou d'ouvrages de protection du littoral ;
 - la prospection minière ;
 - la pêche, etc.
 - 3.1.1.3 Besoin militaire. La classification combine quatre types de base de nature de fonds avec des données supplémentaires détaillées et spécifiques et des attributs. Les militaires ont besoin de cette information pour :

- les opérations amphibies ;
- les contre-mesures de guerre des mines, consistant à sélectionner les zones d'opération en évitant celles dont la topographie est défavorable ;
- les opérations sous-marines et anti-sous-marines, par ex. la sélection des zones sécurisées à l'intérieur desquelles les sous-marins peuvent se poser sur le fond ;
- apprécier les performances acoustiques des sonars.

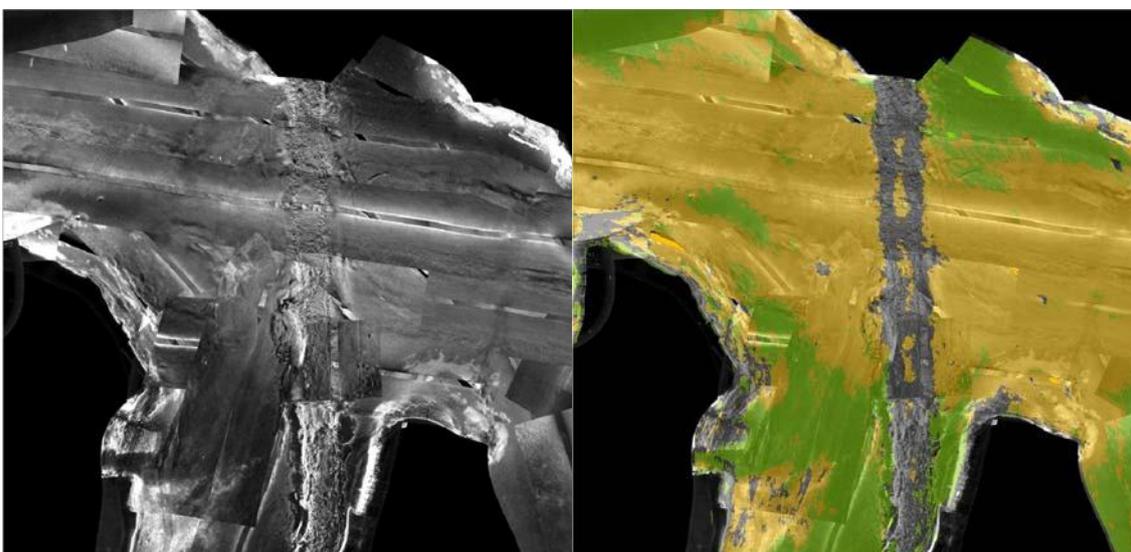
3.1.1.4 A l'avenir, les informations sur la classification militaire des fonds seront distribuées aux commandements et aux forces sous forme d'AML (*Additional Military Layers*, ou couches militaires additionnelles) utilisables par les SIG intégrés et les systèmes de combat.

3.1.2 Modèles de classification des fonds

3.1.2.1 L'information prend normalement la forme de modèles de classification tels que représentés à la figure 4.8. Associées à des symboles et à du texte, les données sont issues du sondeur vertical, du SMF, du sonar latéral et des prélèvements *in situ*. Les informations portées sur les minutes définitives doivent être claires et précises.

3.1.2.2 Les informations suivantes figureront dans les modèles de classification des fonds :

- nature du fond établie à partir des prélèvements ;
- texture du fond déduite à partir des sondeurs, du sonar latéral, etc. ;
- contacts et détails du fond (c.-à-d. épaves, dunes de sable, traces de chalutage...) ;
- isobathes.



**Fig. 4.8 « Exemple de mosaïque de sondeur latéral et de modèle de classification »
(établie à partir du logiciel *QinetiQ's Classphi™*)**

3.1.2.3 Exemples d'enregistrements de sonars de coque : les problèmes d'identification des épaves par les sonars de coque sont bien connus des hydrographes et n'auront pas besoin d'explications supplémentaires. Des exemples d'enregistrements utilisables en classification des fonds peuvent être trouvés dans l'atlas « *Sonographs of the sea floor* » de Belderson, Kenyon, Stride et Stubbs (Elsevier).

3.1.3 Prélèvements de fond

- 3.1.3.1 Par fonds de moins de 200 m, la nature du fond sera déterminée par prélèvements :
- pour aider à interpréter les enregistrements du sonar latéral ;
 - pour fournir une vérité-fond aux modèles de classification ;
 - dans toutes les zones de mouillages possibles ;
 - sur tous les bancs, hauts-fonds et monts sous-marins, en particulier s'ils sont instables, et dans les chenaux qui les séparent ;
 - au sommet et à la base des monts sous-marins, par fonds de plus de 200 m, si les profondeurs sont accessibles et que les moyens de prélèvements sont appropriés.
- 3.1.3.2 De plus, la nature du fond sera répartie à intervalles réguliers sur l'ensemble de la zone du levé. La fréquence d'échantillonnage variera selon la profondeur et l'étendue des plages de natures homogènes ; elle sera comprise entre 1,0 et 1,7 km par fonds de moins de 200 m.
- 3.1.3.3 La nature du fond obtenue par prélèvements sera incluse dans le modèle de classification. La corrélation entre les prélèvements et la texture dérivée des enregistrements du sonar est très importante; elle fournit la seule référence permettant de qualifier l'interprétation. Les échantillons de fond doivent satisfaire aux trois conditions suivantes :
- être complets - les échantillonneurs utilisés navire-en-route ont tendance à perdre une partie de leurs contenu lors de la récupération ;
 - provenir d'un lieu ponctuel - les échantillonneurs navire-en-route peuvent racler le fond sur plusieurs centaines de mètres et sont impropres à de tels prélèvements ;
 - être positionnés précisément - les positions doivent être aussi précises que pour les autres données du levé ; elles doivent être observées à l'instant du contact avec le fond.
- 3.1.3.4 Pour satisfaire aux conditions précitées, les échantillons sont prélevés à la benne ou au carottier, navire stoppé. La position est fournie par le moyen de localisation principal (ou par un moyen de précision comparable). Les prélèvements sont représentés sur le modèle de classification par un point entouré d'un cercle associé au symbole de nature du fond.

3.1.4 Nature du fond

- 3.1.4.1 Le fond est constitué de roches de différentes natures, généralement recouvertes de sédiments meubles provenant de deux sources principales :
- matières lessivées à partir de la côte ou issues de l'érosion du fond lui-même ;
 - sédiments d'origine biogénique, constitués d'animaux et de végétaux en décomposition dans les bassins océaniques.

3.1.5 Classification des échantillons

- 3.1.5.1 La classification décrit l'échantillon au moyen d'une double entrée :
- un adjectif qualificatif, tel que « grossier », « petit », etc.;
 - une description générale, telle que « roche », « vase », etc.
- 3.1.5.2 Échantillons composés : la plupart des sédiments naturels sont constitués de matériaux mélangés. Quand c'est le cas, la nature dominante est indiquée en premier, par exemple « *fSbkSh* » indiquera qu'il y a plus de sable dans l'échantillon que de coquille brisée.

3.1.5.3 Classement granulométrique : les fonds sont classés comme suit :

Description générale	Nom	Dimensions (mm)	Remarques	
Vase	<i>M</i>	Argile	<0,002	Une fois séchée sur la main, la vase ne s'enlève pas facilement
		Limon	0,002-0,063	Une fois séché sur la main, le limon s'enlève facilement
Sable	<i>fS</i>	Sable très fin	0,063-0,125	
		Sable fin	0,125-0,250	
	<i>mS</i>	Sable moyen	0,250-0,50	
	<i>cS</i>	Sable grossier	0,50-1,0	
		Sable très grossier	1,0-2,0	
Gravier	<i>smG</i>	Gravier	2,0-4,0	Taille comprise entre une mine de crayon et un petit pois très fin
	<i>P</i>	Galets, cailloux	4,0-64,0	Taille comprise entre un petit pois très fin et un poing fermé
	<i>IG</i>	Gros galets	64,0-256,0	Taille comprise entre un poing fermé et une tête d'homme
Roche	<i>R</i>	Bloc de pierre	>256,0	Plus grand qu'une tête d'homme
		Roche		

Tableau 4.5 « Classement granulométrique des fonds »

(d'après les instructions d'assurance qualité pour les levés hydrographiques du SH du RU)

3.1.5.4 La dimension du grain peut être déterminée visuellement ou par utilisation d'un calibre (*grain-size comparator disc*). Les sédiments les plus fins sont les plus difficiles à classer. Si la dimension ne peut pas être classée visuellement ou par calibrage, l'échantillon peut être placé entre les dents. S'il semble granuleux, c'est un limon; s'il est lisse et butyreux, c'est de l'argile. Il est extrêmement difficile d'estimer les pourcentages relatifs quand les échantillons contiennent du sable, du limon et de l'argile.

3.1.5.5 Roches : Un échantillon ne doit être classé comme « roche » que s'il y a une preuve à l'appui. Si l'information provient d'une éraflure, d'une échancrure ou d'une détérioration du carottier, se contenter de l'abréviation « *h* » (dur / *hard*).

3.1.5.6 Autres descriptions : lorsque d'autres caractéristiques peuvent être identifiées ou que le type de fond peut être caractérisé par un matériau distinct, les différentes références doivent être consultées pour aider à la classification.

3.1.6 Méthodes d'échantillonnage du fond

3.1.6.1 Les prélèvements sont réalisés par des moyens variés dont les plus connus sont :

- le plomb suiffé ;
- la benne preneuse ;
- la pelle ;
- le carottier ;
- la drague ;
- le plongeur ;
- le ROV ;
- le prélèvement occasionnel (par exemple en relevant l'ancre).

- 3.1.6.2 Le choix et l'utilisation de l'appareil de prélèvement dépendent de la nature de l'investigation, du caractère du fond, de la profondeur de l'eau et du treuil disponible à bord pour la descente et la récupération de l'instrument.
- 3.1.6.3 Plomb suiffé : le plomb de sonde est une méthode traditionnelle pour recueillir une information sur la nature du fond. Il ne peut donner aucune idée de l'épaisseur de la couche superficielle ni du substrat. La base du plomb est enduite de suif ou d'une substance collante telle que de la gelée de pétrole ou de la graisse à laquelle les particules de sédiment adhèrent. Quand le fond est couvert d'objets plus grands tels que des galets ou des roches, on peut avoir une idée de sa nature mais celle-ci n'est pas garantie.
- 3.1.6.4 Les avantages du plomb de sonde sont son faible coût et sa facilité de maniement ; ses inconvénients sont que :
- les gros objets ne peuvent pas être détectés (par exemple les galets) ;
 - seule la couche superficielle est prélevée ;
 - l'échantillonnage est d'autant moins fiable que la profondeur augmente ;
 - l'échantillon est contaminé par la substance adhésive ;
 - les matériaux sont remaniés lors du prélèvement.
- 3.1.6.5 Bennes, pelles et pinces : elles sont utilisées pour collecter des échantillons de moyenne dimension de la couche superficielle et de la couche située immédiatement en dessous. Elles sont constituées normalement d'une benne ou d'une écope actionnées au contact du fond. Certains dispositifs sont munis d'un ressort, d'autres se referment quand ils quittent le fond. Les bennes sont rarement adaptées aux échantillons de vase douce ou liquide car celle-ci ne supporte pas la remontée de l'échantillon vers la surface.
- 3.1.6.6 Benne Shipek : la benne Shipek consiste en deux demi-cylindres concentriques; le demi-cylindre intérieur, ou écope, est maintenu ouvert par un cliquet. En heurtant le fond, le cliquet libère la tension de deux puissants ressorts axiaux qui font pivoter l'écope de 180°, lui permettant de ramasser un échantillon qui reste enfermé dans le cylindre pendant la remontée. La benne Shipek est très efficace pour les sédiments meubles et non consolidés ; il lui arrive de rebondir sur un fond compact, auquel cas, lors de la fermeture de l'écope, celle-ci ne prélève qu'un échantillon superficiel ou rien du tout. Les meilleurs résultats sont alors obtenus en réduisant la vitesse d'impact de la benne sur le fond.
- 3.1.6.7 Carottiers : ils sont utilisés pour prélever une section verticale non remaniée du fond. Ils pénètrent souvent à des distances importantes sous le fond. Les carottiers sont constitués habituellement d'un tube ou d'un étui à bord tranchant ressemblant à un vide-pomme ou à un ustensile de découpage de pâtisserie. Ils pénètrent dans le fond et quand ils sont remontés, ils contiennent une carotte non remaniée des strates du sédiment.
- 3.1.6.8 Les mécanismes de retenue de la carotte peuvent prendre la forme d'un vide à l'arrière de l'échantillon ou de clapets et de vannes, ou d'une combinaison de ces diverses méthodes. Les carottiers peuvent être enfoncés dans le fond sous l'effet de leur propre poids, d'explosifs, de systèmes pneumatiques ou par vibrations mécaniques.
- 3.1.6.9 Dragues : les dragues sont conçues pour être tractées sur le fond afin de collecter les matériaux et sédiments meubles et sont souvent munies d'un filtre qui ne laisse passer que les sédiments fins. Les échantillons sont toujours remaniés mais reflètent la composition superficielle du fond sur une assez grande étendue. Les dragues peuvent être déployées à n'importe quelle profondeur.
- 3.1.6.10 Autres méthodes de prélèvements
- Plongeurs : une exploration par plongeurs apporte une excellente description du fond. Les grands objets aussi bien que les petits peuvent être identifiés. Les plongeurs sont limités par

la profondeur à laquelle ils peuvent plonger mais, dans les eaux peu profondes et si le temps l'autorise, c'est une bonne méthode pour obtenir des échantillons.

Véhicules sous-marins inhabités (UUV) : Les UUV peuvent aider à la classification du fond en recueillant des échantillons (habituellement avec une écope ou une benne) ou en obtenant des images vidéo pour une visite ultérieure. Les UUV sont équipés de plus en plus souvent de sondeur monofaisceau, de SMF et de sonar latéral et peuvent acquérir les mêmes données que les navires de surface.

Échantillonnages occasionnels : des échantillons utiles peuvent être également recueillis sur les câbles, ancres et mouillages de bouées. Ces échantillons doivent être utilisés avec circonspection car seuls les matériaux adhésifs résistent à la remontée en surface.

3.1.7 Cahiers d'enregistrement des natures de fond

3.1.7.1 Enregistrement des échantillons : les données doivent être formatées en vue de faciliter leur archivage et de les rendre accessibles aux autorités intéressées. Le rapport particulier doit contenir tous les détails sur les méthodes de prélèvements utilisées pendant le levé et sur les problèmes rencontrés.

3.1.7.2 La position et la classification des prélèvements doivent être représentées sur une minute N (nature de fond) ou dans un équivalent numérique associé aux données bathymétriques.

3.2 Classification des senseurs

3.2.1 Cette section décrit les différents senseurs utilisés pour la classification des fonds.

3.2.1.1 Sondeur latéral : outre la localisation des épaves et des obstructions entre profils du levé, le sonar latéral fournit aussi un bon nombre d'informations sur le fond. Combinées avec les prélèvements de fond et les isobathes, ces données sont de grande valeur pour l'établissement d'un modèle de classification des fonds. Ces informations ont pris une telle importance au fil des années que dans de nombreux levés, le sondeur latéral plutôt que la bathymétrie décide de la direction et de l'espacement des profils, aussi convient-il de préparer et de vérifier les tracés avec soin si on veut en réaliser tout le potentiel.

3.2.1.2 Sondeur multifaisceaux : le SMF est utilisé en hydrographie non pas seulement pour ses capacités de couverture bathymétrique plus grandes que par le passé, mais aussi pour ses performances en matière d'identification rapide et efficace des types de fonds et de sédiments. L'hydrographe est désormais capable d'interpréter les signaux rétrodiffusés des systèmes à balayage parallèlement aux images du sondeur latéral. L'exploitation des rétrodiffusions du SMF, en complément au recueil des données bathymétriques, permet de conduire les levés plus efficacement en termes de coûts et de durée.

3.2.1.3 Sondeur monofaisceau : des logiciels commerciaux de classification des fonds adaptés aux sondeurs monofaisceaux sont disponibles depuis quelques années. Un de ces systèmes, le RoxAnn, utilisé notamment par les pêcheurs professionnels, est décrit plus loin au § 3.3.6.

3.2.1.4 Autres senseurs offrant un potentiel de classification des fonds :

- Sondeurs lasers aéroportés (lidar). Des recherches se poursuivent pour extraire du signal laser réfléchi des informations autres que la bathymétrie, telles que la turbidité et la classification du fond.
- Bathymétrie électromagnétique aéroportée. Les systèmes AEMB offrent un tel potentiel, mais celui-ci n'a pas encore été exploité.
- Télédétection. Des informations sur la classification des fonds dans les eaux peu profondes peuvent être obtenues à partir de l'imagerie satellitale* et des photographies

* NdT : cf. spatiocartes marines développées par le SHOM et largement utilisée dans le Pacifique sud.

aériennes, mais elles nécessitent de disposer d'une vérité-terrain.

- Sonars à vision vers l'avant (FLS). Conçus purement pour la navigation et la prévention des abordages en mer, les FLS ont connu des développements récents offrant une capacité bathymétrique et de classification des fonds. Par exemple, le sonar « Pétrel » de Thalès adapte l'énergie du signal acoustique de retour au niveau de bruit ambiant et à l'angle d'incidence du faisceau pour fournir une interprétation qualitative de la réverbération sensible aux variations de densité, de composition des sols et de porosité du fond. En comparant cette interprétation qualitative à la vérité-terrain, on dispose parallèlement à la bathymétrie d'une capacité de classification des fonds en temps réel.

3.3 Aspects théoriques de la classification au moyen des différents senseurs

3.3.1 Introduction au recueil et à l'interprétation des informations de rétrodiffusion

Cette section compare les avantages et les inconvénients du SMF et du sonar latéral. Elle évoque aussi les méthodes utilisées par le SMF pour supprimer les distorsions causées par l'angle d'incidence des faisceaux et par les autres causes.

3.3.1.1 Le sonar latéral et la plupart des SMF affichent une représentation du fond basé sur le principe de l'imagerie acoustique. La plupart des images du sonar latéral sont des représentations relativement peu évoluées des pings dans la mesure où l'image n'est corrigée que d'un nombre limité de paramètres mesurables. Par exemple, les récepteurs des sonars latéraux modernes ne disposent généralement que de la capacité à compenser la vitesse du navire afin d'ajuster l'axe longitudinal des enregistrements pour obtenir une même échelle dans toutes les directions. Ils peuvent aussi mesurer la hauteur du poisson au-dessus du fond et supprimer la partie correspondante de l'image afin que celle-ci ne commence qu'à l'aplomb du poisson et couvre toute la fauchée. Ils peuvent enfin corriger l'image de telle sorte que la distance mesurée sur l'enregistrement soit proportionnelle à la distance sur le fond, mais ceci n'est réalisé qu'en supposant que le fond est plat. Comme ce n'est généralement pas le cas, il en résulte des distorsions de l'image.

3.3.1.2 D'autre part, les informations relatives à la rétrodiffusion ne sont qu'un sous-produit de l'acquisition des données bathymétriques par le SMF. Celles-ci sont de même nature que les sorties du sonar latéral et offrent une représentation du fond qui est fonction de l'intensité de l'écho. La différence entre les deux est que le SMF mesure simultanément la profondeur et la rétrodiffusion ce qui permet un niveau de traitement plus sophistiqué. Les données de profondeur combinées aux angles d'incidence du faisceau fournissent la position exacte du fond à laquelle les informations contenues dans la rétrodiffusion sont reliées et par conséquent, une correction géométrique vraie de l'image du signal de retour.

3.3.2 Traitement du signal de retour (rétrodiffusion)

3.3.2.1 Le traitement de la rétrodiffusion du SMF est une mosaïque qui couvre le fond et affiche l'intensité du signal de retour en regard de la profondeur et de la position en chaque point. Un suivi correct des profils garantit une couverture bathymétrique de 100% mais la couverture de la rétrodiffusion peut être plus étendue encore si les faisceaux externes ont été invalidés du fait de leur imprécision. L'information correspondante n'est pas utilisée car elle ne peut pas être associée à des sondes, mais elle reste quand même disponible.

3.3.2.2 Un certain post-traitement aura permis de corriger l'image de la rétrodiffusion des effets de distorsion du signal original. Les corrections dépendent de la portée (corrections d'atténuation et de dispersion du faisceau), de la puissance de la source (laquelle est enregistrée avec l'information sur l'écho) et de la directivité du faisceau – transmis et reçu – quand elle varie avec le temps. De plus, il y aura des corrections à appliquer qui dépendent du trajet du signal et de la région insonifiée, à savoir les corrections d'incidence, de trajet du faisceau et de pente du fond qui peuvent être regroupées avec l'angle rasant sous lequel le signal touche le fond. La figure 4.9 représente des exemples de puissances rétrodiffusées pour différents types de fonds et angles rasants.

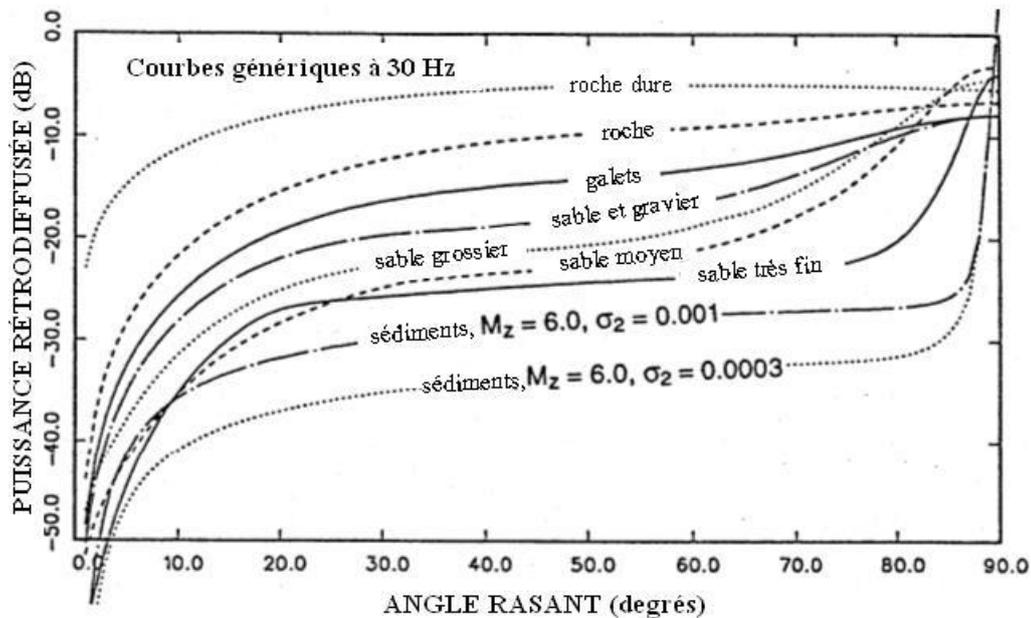


Fig. 4.9 « Puissance rétrodiffusée en fonction de la nature du fond et des angles rasants »
 (source : « *High Frequency Ocean Environmental Acoustic Models Handbook* » - octobre 1994)

3.3.3 Référencement de la fonction imagerie du SMF

- 3.3.3.1 La correction de positionnement du signal de retour est appelée référencement de la fonction imagerie du SMF*. Elle est calculée à partir des temps de parcours obliques et des positions vraies sur le fond et permet d'accéder à la distance vraie séparant le point situé à l'aplomb du transducteur jusqu'à l'empreinte sur le fond.
- 3.3.3.2 Comme mentionné auparavant, les méthodes utilisées pour le traitement des images du sonar latéral sont assez rustiques, mais en leur ajoutant les informations issues du SMF, du célérimètre et de la centrale d'attitude du navire, on aboutit à des corrections plus précises. Une grande partie du calcul a déjà été effectuée pour corriger les sondes du SMF et l'information correspondante peut parfois être appliquée aux images du sondeur latéral.

3.3.4 Mosaïquage

- 3.3.4.1 La transformation de la fonction imagerie du SMF en image raster (matricielle) s'appelle mosaïquage. La position de l'image est corrigée des mouvements du navire, mais le mosaïquage peut présenter ses propres problèmes. Avec certains SMF, le faible angle solide des faisceaux centraux peut en effet générer des trous de couverture entre chaque empreinte or, le but de l'imagerie est de produire une image raster régulière qui permette de comparer les empreintes entre elles et les trous de couverture peuvent rendre cette tâche difficile. Il convient alors de boucher ces trous par interpolation.
- 3.3.4.2 Si la couverture dépasse 100% et qu'il y a recouvrement, il est possible de recueillir de mêmes données sous différents angles d'insonification. Plutôt que d'essayer de les combiner, on ne gardera que les données du meilleur faisceau et on supprimera les autres. Il y aura inévitablement des discontinuités en bordure de fauchées mais la méthode précitée les minimise. Il existe plusieurs méthodes de sélection automatique, consistant par exemple à choisir les faisceaux moyens plutôt que les faisceaux centraux et extrêmes.
- 3.3.4.3 L'interprétation de l'image du signal de retour dépend par conséquent de la connaissance des données traitées par le SMF et de sa façon de les représenter. Certains systèmes ont la

* NdT : Le terme anglais applicable à l'image rétrodiffusée du SMF est *Side Scan Registration*. Il n'a pas d'équivalent en français, sans doute pour éviter la confusion avec le sondeur latéral.

capacité de retenir des informations sur la distribution de données au sein d'un faisceau et donc, des détails plus petits que l'empreinte elle-même. D'autres systèmes utilisent un ensemble de données réduit et ne retiennent, par exemple, que la moyenne ou l'intensité maximum de chaque faisceau, ce qui fournit moins de détails. La figure 4.10 montre que la bathymétrie seule ne fournit pas les mêmes informations sur le changement de type de fond que la mosaïque établie à partir du traitement du signal rétrodiffusé.

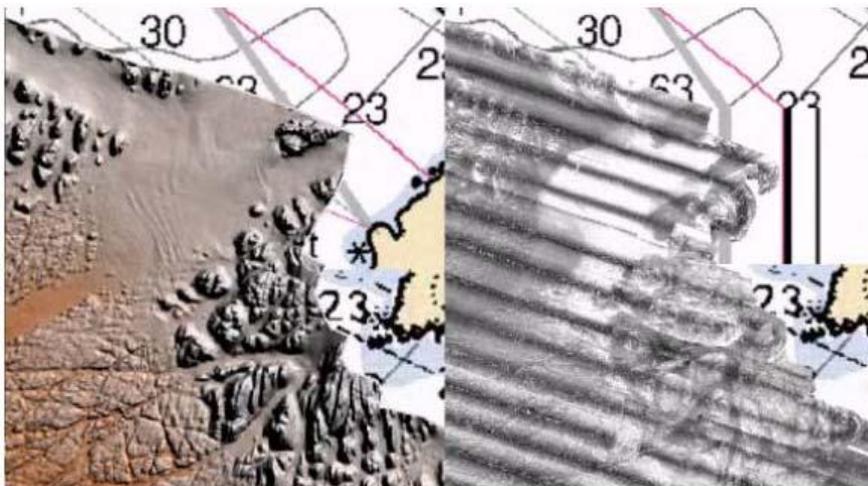


Fig. 4.10 « Images bathymétrique du fond (à gauche) et mosaïque (à droite) »

3.3.5 Remarques sur la classification

- 3.3.5.1 La forme et les caractéristiques des signaux de retour ne sont pas seulement déterminées par l'impédance acoustique. La classification des fonds peut aussi être influencée par la rugosité, notamment quand les détails du fond sont plus petits que l'empreinte du faisceau.
- 3.3.5.2 La seule façon de tenir vraiment compte des différents effets est d'avoir une connaissance *a priori* du fond et ceci n'est possible que si celui-ci a été échantillonné au préalable. Les types de fond ont des caractéristiques différentes, aussi la rétrodiffusion sera-t-elle utilisée pour contribuer à la classification générale. Si les différents signaux retour sont référencés convenablement par rapport aux données du fond, alors une « bibliothèque » de signaux pourra être élaborée en vue d'une classification automatique. Cette bibliothèque pourra être complexe et comprendre autant de zones que nécessaire, caractérisées chacune par un couple rugosité/dureté donné. Il existe différents logiciels répondant à ce besoin, et qui utilisent vraisemblablement chacun leur propre méthode.
- 3.3.5.3 La classification des fonds à l'aide des images acoustiques est un domaine qui évolue très rapidement. Les développements initiaux furent réalisés avec les sondeurs verticaux où les indications sur le type du fond étaient fournies par analyse du signal retour, de sa variation d'intensité dans le temps et de la répartition graphique des fréquences.
- 3.3.5.4 Les besoins de classification des fonds dépendent de l'utilisation finale de l'information et réciproquement, les paramètres utilisés pour décrire les fonds dépendent de la classification requise. Ces paramètres empruntent à l'hydrographie classique sa terminologie et les fonds sont classés, tantôt en fonction de leur granularité, de leur texture et de leur type, tantôt en fonction de leurs propriétés physiques ou acoustiques significatives au regard d'une utilisation envisagée telle que la pose de pipelines, la guerre des mines, la lutte anti-sous-marine ou l'océanographie. Les classifications des fonds englobent :
- les types de sédiment qui les composent caractérisés par :
 - leurs constituants minéraux, ex : cendre, argile, silicates, carbonates;
 - leur granularité et leur texture, ex : sable, limon, argile, gravier ;

- leur origine, ex : biogénique, terrigène ;
- leurs propriétés acoustiques, ex : vitesse du son, atténuation ;
- leurs propriétés physiques, ex : granularité, densité, et porosité ;
- leurs propriétés géotechniques, ex : force de cisaillement, élasticité ;
- leur morphologie, c.-à-d. leur texture et leur rugosité.

3.3.5.5 Plusieurs approches méthodologiques ont été développées pour classer les fonds à partir des propriétés du signal de retour. Pour la classification à distance, on s'intéresse aux modèles d'interaction du son avec le fond et aux effets de cette interaction sur la forme du signal. Un système de classification utilisant le sondeur vertical est le RoxAnn, développé par Marine Microsystems Ltd.

3.3.6 Le système RoxAnn

3.3.6.1 RoxAnn est un système commercial qui caractérise les fonds grâce au traitement du signal d'un sondeur vertical par une tête d'ampli comparant l'impédance du système à celle du sondeur. Le concept est basé sur l'observation des trajets multiples dans des régions de fond connus, mais différents. La classification des sédiments est réalisée par analyse des deux paramètres suivants (voir figure 4.11) :

- E 1 : énergie du premier retour, caractéristique de l'index de rugosité;
- E 2 : énergie du second retour, caractéristique de l'index de dureté.

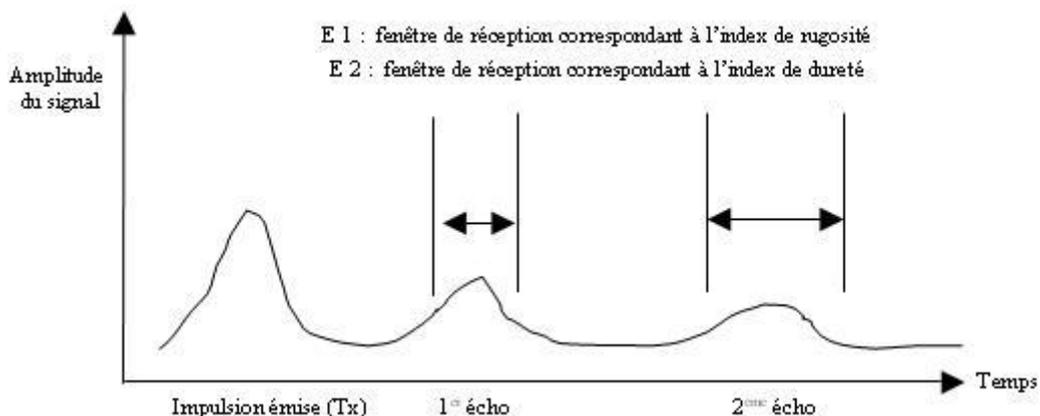


Fig. 4.11 « RoxAnn : quantification des index de rugosité (E 1) et de dureté (E 2) »

3.3.6.2 Il en ressort que, par utilisation d'un graphique représentant la rugosité en fonction de la dureté, on peut entrer dans le système une valeur vérifiée *in situ* afin de le caler en vue d'une classification automatique de la zone. Le système a besoin d'être calibré périodiquement quand on change de zone. La figure 4.12 montre la distribution de quelques types connus de fond en fonction de E 1 et E 2.

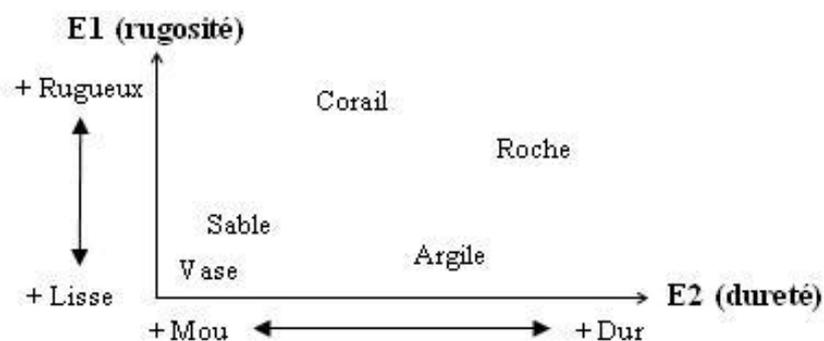


Fig. 4.12 « RoxAnn : exemples de classifications en fonction de E1 et E2 »

3.3.6.3 L'avantage du système est qu'il est relativement simple et peu coûteux. Ses inconvénients sont qu'il n'est pas quantitatif, qu'il doit être calibré et qu'il repose sur des trajets multiples, lesquels, par suite des réflexions en surface, sont dépendants de l'état de la mer.

3.3.7 Classification utilisant le sondeur multifaisceaux

3.3.7.1 Le SMF fournit les mesures géoréférencées instantanées de l'intensité du signal retour et des points du fond (sondes). Les deux sont utilisés, ensemble ou séparément, pour la classification du fond, habituellement sous forme de progiciels commerciaux conçus dans ce but. Pour les systèmes étalonnés ou pour lesquels un étalonnage relatif peut être réalisé, les mesures d'intensité de rétrodiffusion peuvent être réduites selon :

- la distance à l'objet (atténuation et dispersion sphérique);
- la puissance de la source et la directivité du faisceau (transmis et reçu);
- la zone insonifiée (angle du faisceau, trajet du rayon sonore réfléchi, pente du fond).

3.3.7.2 Il existe trois méthodes principales de classification des fonds par SMF, basées sur l'analyse de la variabilité de la forme de l'écho, à savoir :

- par modélisation texturale et analyse des spectres ;
- par la fonction de densité de probabilité maximale de l'amplitude de l'écho ;
- par les fonctions de dépendance angulaire du signal rétrodiffusé.

3.3.8 Modélisation texturale

3.3.8.1 Dans cette méthode, on considère la variation de l'intensité du signal rétrodiffusé comme étant une fonction dans l'espace à deux dimensions représentant les changements significatifs des caractéristiques des échos pour un et pour plusieurs pings consécutifs. Pour faire simple, c'est une image statistique 2D de l'amplitude de la rétrodiffusion par le fond.

3.3.8.2 Même sans calibration, il est facile de constater que les caractéristiques texturales des images d'un sonar latéral contiennent de l'information sur le fond. La plupart des premiers sonars latéraux furent développés pour la détection d'objets ; le but était d'utiliser toute la dynamique de représentation, généralement par enregistreur à papier humide ou console graphique, pour maximiser le contraste de l'écho. Pour cette raison, des contrôles automatiques de gain furent développés avec pour conséquence négative, la perte d'une partie des informations contenues dans le signal rétrodiffusé. Néanmoins, cette technique de traitement du signal était idéale pour faire ressortir les informations texturales dans l'imagerie. Ceci devint possible par l'introduction :

- des spectres de puissance ;
- des matrices de cooccurrence des niveaux de gris.

3.3.9 Spectres de puissance

3.3.9.1 La rétrodiffusion varie approximativement avec le \cos^2 de l'angle d'incidence (loi de Lambert) et ce, jusqu'aux rasances faibles. On peut supposer par conséquent que les variations d'amplitude des échos provenant de ce secteur angulaire sont des expressions de la rugosité inhérente de la surface réfléchissante. Ceci implique la possibilité de classer les retours et donc, de déduire le type du fond en se basant sur l'analyse de leur spectre.

3.3.9.2 Quand elle est appliquée au SMF, cette méthode doit être limitée au segment externe de la fauchée où la dépendance angulaire du signal de retour acoustique du fond se stabilise et

où la longueur de la région instantanément insonifiée est relativement constante transversalement. Dans la région des incidences proches de la verticale, la combinaison des rapports élevés de signal sur bruit, des changements rapides de dimensions des spots insonifiés et de la dépendance angulaire des signaux rétrodiffusés imposent des restrictions sévères à la supposition que la forme spectrale est représentative du type de fond.

- 3.3.9.3 De plus, parce que les séries successives des puissances rétrodiffusées obtenues pour une configuration du SMF sont en réalité des compositions de plusieurs faisceaux, il y a la possibilité d'introduire de l'énergie dans le spectre de puissance à des longueurs d'onde équivalentes à l'espacement des faisceaux.
- 3.3.9.4 La longueur d'impulsion de nombreux SMF pour petits fonds varie au fur et à mesure qu'on se déplace vers les eaux profondes. Ceci change la taille des zones insonifiées par un même ping et les échelles des spectres de puissance.

3.3.10 Matrices de cooccurrence des niveaux de gris (GLCM)

- 3.3.10.1 Pour identifier les limites des plages de même texture du sondeur latéral, on utilise la technique classique en traitement d'image des matrices de cooccurrence des niveaux de gris (*Grey Level Co-occurrence Matrix - GLCM*). Cette technique repose sur la corrélation des niveaux de gris dans l'espace 2D qui sont fonction de l'intensité du signal rétrodiffusé. La dynamique de l'image se situe entre les textures fines, caractérisées par des changements fréquents de niveaux de gris sur des distances courtes, et les textures grossières caractérisées par des changements peu fréquents sur des distances longues. Les matrices de cooccurrence sont calculées pour un ensemble de distances et d'angles dans l'espace 2D. Chaque GLCM correspond à une texture différente qui peut alors être interprétée comme un type de fond.

L'inconvénient de la méthode des GLCM est qu'elle doit être implantée sur une mosaïque qui est une image raster. Comme pour le sondeur latéral, les mosaïques des SMF sont des compromis entre la conservation de la résolution transversale de la rétrodiffusion et sa résolution longitudinale. Ce sont des versions moyennées (ou filtrées selon une valeur moyenne) des données brutes de l'intensité du signal. Elles ne peuvent pas avoir les mêmes caractéristiques statistiques que les données originales et par conséquent, les critères de classification ne sont applicables qu'aux données qui ont subi exactement la même transformation permettant de passer d'une série de données du sondeur latéral à un produit raster. De plus, il faut utiliser une vérité-terrain pour identifier le type du fond car il n'existe pas de modèle reliant les GLCM à des fonds de caractéristiques données et différentes lithologies (nature des couches) peuvent présenter les mêmes caractéristiques texturales.

3.3.11 Fonction de densité de probabilité maximale d'amplitude du signal rétrodiffusé

- 3.3.11.1 La fonction de densité de probabilité maximale (*Probability Density Function - FDP*) d'amplitude du signal rétrodiffusé est un processus de réverbération dont le comportement stochastique (statistique) est caractérisé par :
- une distribution gaussienne des échantillons en quadrature instantanée ;
 - une enveloppe (amplitude de l'écho) distribuée selon une fonction de densité de probabilité de Rice ;
 - et une phase régulièrement distribuée.

En se rappelant que les membres extrêmes d'une FDP de Rice ont une distribution gaussienne quand le signal de retour est globalement cohérent et une distribution de Rayleigh quand il est globalement dispersé, il est possible de déduire une mesure de la cohérence du signal à partir des statistiques de l'enveloppe. La figure 4.13 compare les

distributions de Rayleigh et de Gauss des probabilités d'amplitude d'un signal rétrodiffusé.

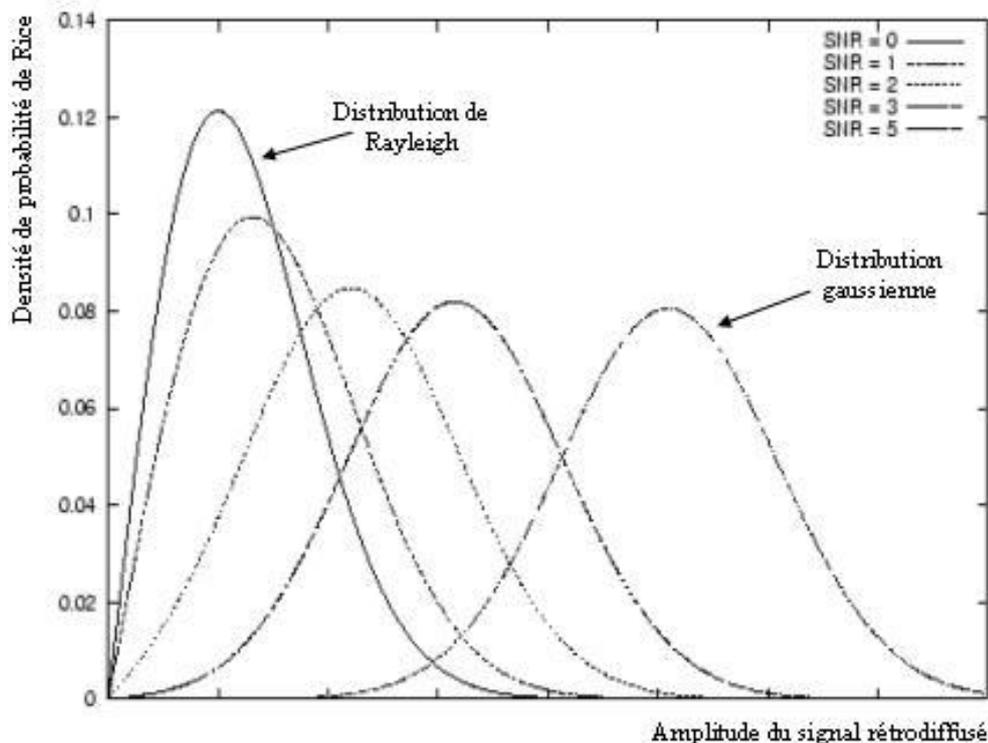


Fig. 4.13 « Distribution des probabilités d'amplitude d'un signal rétrodiffusé »

3.3.11.2 La moyenne et la variance des valeurs instantanées de l'amplitude sont des quantités dimensionnelles ce qui implique que le sonar retienne au moins les changements relatifs d'amplitudes du signal rétrodiffusé. Tout changement de configuration de la source et/ou du gain du récepteur peut être pris en compte (compensation pour le contrôle automatique de gain). Les données d'amplitude du ping rétrodiffusé présentées comme une valeur moyenne sont faciles à comprendre comme outil de classification. Une amplitude moyenne approximativement constante dans une zone donnée suggère une plage homogène tandis que de fortes variations sont des signes de changements de la nature du fond. Cependant, les représentations des changements localisés d'amplitude du signal rétrodiffusé ignorent généralement, ou essaient de normaliser empiriquement, les changements de la géométrie d'insonification (angles rasants) à travers la fauchée.

3.3.11.3 Cette adaptation de la FDP observée à des modèles standard est réalisée sur des FDP d'échos normalisés, ce qui a pour effet d'ignorer dans le processus l'amplitude moyenne absolue du signal rétrodiffusé. La méthode vise à grouper séparément les blocs de données cohérentes et incohérentes. Avec un sonar étalonné, l'étape normalisée peut être sautée et on peut utiliser directement les amplitudes absolues.

3.3.12 Expression de la force d'un signal rétrodiffusé en fonction de l'angle de rasance

3.3.12.1 Il existe plusieurs modèles de prédiction du signal rétrodiffusé en fonction de l'angle de rasance. Ceux-ci sont basés sur différents facteurs (paramètres générateurs) incluant le contraste d'impédance à l'interface sédiment / eau, les statistiques de rugosité de cette interface et les contributions possibles des inhomogénéités des couches du sédiment. La variable intéressante, dans cette méthode, est la force du signal rétrodiffusé par unité d'angle solide (3D). Elle est obtenue à partir des mesures et comparée aux modèles de

prédictions afin de parvenir à une estimation des paramètres générateurs.

- 3.3.12.2 Les systèmes à haute résolution tels que le SMF fournissent des mesures d'amplitude de la rétrodiffusion à des incidences variant de 90° (verticale) à moins de 15°. Ces valeurs contrastent avec la distribution des angles rasants des sondeurs latéraux de moindre résolution, qui sont remorqués près du fond et tendent à être biaisés aux faibles incidences.
- 3.3.12.3 Concurremment à cette méthode se trouve le besoin de connaître le trajet de l'onde sonore et la pente en 3D du fond qui l'a réfléchi. Ceci revient à attribuer à l'angle d'incidence une valeur instantanée d'amplitude du signal rétrodiffusé. Pour parvenir à une bonne évaluation de cette valeur, on procède à un grand nombre (>10) de mesures instantanées, en supposant évidemment que le fond examiné est constant le long de la fauchée du SMF (c.-à-d. que le type de fond est le même du nadir à l'extrémité de la portée).

3.3.13 Interprétation acoustique du signal rétrodiffusé

- 3.3.13.1 Tout d'abord, l'interprétation d'une image numérique de sondeur latéral est souvent difficile. À la limite de résolution, on retrouve l'échantillon instantané d'intensité du signal rétrodiffusé qui résulte d'une sommation complexe de toutes les réflexions individuelles de la région insonifiée incluant les réflexions de volume sur les sédiments sous-jacents. Malgré la solution dérivée, trois effets principaux restent perceptibles dans les mosaïques :
- la variation de puissance du signal rétrodiffusé due à un changement de texture de fond ;
 - la variation de puissance du signal rétrodiffusé due à un changement de pente du fond ;
 - les ombres acoustiques vraies.
- 3.3.13.2 Avec un sonar latéral conventionnel, les deux premiers effets sont ambigus car il est impossible de savoir si les variations sont dues à la pente ou à la texture. Dans la réalité il est rare d'observer un changement de pente significatif sans changement de texture. Contrairement aux sonars latéraux conventionnels, les SMF peuvent résoudre l'ambiguïté dans les cas où la longueur d'onde topographique est supérieure à l'espacement des faisceaux, mais la rugosité aux longueurs d'ondes plus courtes ne peut pas être résolue.
- 3.3.13.3 Les ombres portées sont reconnues par les deux systèmes pourvu que le rapport signal sur bruit soit suffisamment élevé ; elles se traduisent par une baisse de la force du signal plus grande que pour n'importe quel type de sédiment. Il est intéressant de noter que les SMF ne peuvent pas détecter d'ombres à partir de la seule information topographique, car une ombre est interprétée comme une pente plus forte que l'angle du faisceau et le SMF ne peut rien « voir » ; il est important de le savoir quand on exploite les faisceaux latéraux. Pour la même raison, une pente inclinée dans la direction opposée au SMF ne pourra pas être décrite facilement et le modèle de terrain sera déformé. Même avec les sonars à balayage, il n'est pas toujours évident de savoir si une variation à courte longueur d'onde du signal rétrodiffusé est le résultat de l'un ou l'autre des effets précités. La seule façon de lever l'ambiguïté est de croiser les profils dans des directions perpendiculaires.
- 3.3.13.4 L'hydrographe doit vérifier en priorité les dangers potentiels. Toute confirmation ou invalidation d'une anomalie bathymétrique constitue une aide à l'interprétation des données et accroît la confiance dans la qualité des sondages qui figureront sur les cartes marines. Comme on l'a vu, les images SMF ultrarapides ont une limite de résolution qui fait qu'il n'est pas toujours possible de résoudre ponctuellement les anomalies bathymétriques intéressantes. Cette considération conduit à la mise en oeuvre simultanée d'un sonar latéral remorqué et d'un sondeur à balayage.
- 3.3.13.5 Quand l'impulsion atteint le fond, une partie du signal est réfléchi sous forme d'un écho et le reste de l'énergie est dispersé dans toutes les directions ou même absorbé par le fond.

Les incidences verticales sont concernées principalement par les propriétés réfléchissantes du fond, et ici encore, les caractéristiques du faisceau du sondeur influent sur la quantité de signal réfléchi ; à cet égard, la fréquence du signal est l'un des facteurs les plus importants. Le cas du SMF est plus complexe et les propriétés de dispersion du fond sont prépondérantes.

- 3.3.13.6 Rétrodiffusion par un fond dur et lisse : pendant son trajet, l'onde sonore progresse en déplaçant des particules d'eau qui entrent en vibration. L'eau possède une faible impédance acoustique, c.à.d une faible résistance à la progression de l'onde sonore. Quand celle-ci atteint le fond qui a, lui, une impédance élevée, elle ne peut pas pénétrer. Les particules sont compressées et ne peuvent pas se déplacer facilement, mais comme l'énergie totale doit être conservée et qu'elle doit bien aller quelque part, l'onde sonore est réfléchie et un faible pourcentage de son énergie parvient au transducteur sous la forme d'un écho.
- 3.3.13.7 Influence des différents types de fond et angles d'incidences : les différents types de fond sont caractérisés par différents niveaux d'impédance acoustique. Si le niveau est bas, une partie de l'énergie sera absorbée et l'écho sera plus faible ; inversement, si le niveau est haut, la plus grande partie de l'énergie sera réfléchie. De même, l'intensité du signal réfléchi dépend de l'angle d'incidence. Si cet angle est voisin de 90°, une grande partie de l'onde sonore sera réfléchie vers le sonar. Inversement, si l'angle est petit, la majeure partie de l'énergie sera dispersée dans des directions éloignées du transducteur, quoi qu'une fraction d'onde sonore sera quand même réfléchie et perçue comme un écho faible.
- 3.3.13.8 Le type de fond aura aussi un effet sur le signal de retour, mais le rapport entre l'angle d'incidence, le type de fond et le niveau du signal de retour est complexe. Pour un faisceau à faible incidence, si le fond est rugueux, il y aura davantage d'éléments de surfaces réfléchissantes perpendiculaires à l'onde sonore et qui, par conséquent, donneront une réflexion plus forte, tandis que pour les fonds lisses, le signal sera généralement diffusé dans d'autres directions plutôt que d'être renvoyées vers le récepteur. Aux fortes incidences, en revanche, un fond lisse produira vraisemblablement un meilleur retour. Mais tout cela dépend aussi d'autres facteurs tels que la dimension des particules et la composition du sol.

3.3.14 Modèles de classification militaire

- 3.3.14.1 Dans la préparation d'un modèle de classification militaire (ou modèle de texture) à partir des enregistrements du sonar latéral, la première tâche de l'hydrographe sera de décider si la texture du fond est de la vase, du sable, du gravier ou de la roche. Il est admis que le fond est constitué de toutes les combinaisons possibles de ces quatre catégories de base, mais une analyse plus détaillée devra être réalisée au moyen de descriptions écrites. Quand les limites séparant les différents types de fond sont nettes, elles doivent être représentées par des lignes continues tandis que si elles sont imprécises, elles doivent être en pointillés. La figure 4.14 ci-après est un exemple de modèle de classification militaire.
- 3.3.14.2 La représentation graphique de la texture du fond doit être enrichie de descriptions écrites. Des exemples de termes à utiliser avec leurs définitions sont indiqués plus loin. Il convient de souligner que ceux-ci ne sont pas exhaustifs; d'autres termes peuvent être utilisés pourvu que la signification soit claire et précise pour tous ceux qui utiliseront l'information. Les descriptions « négatives » des fonds (par exemple « sable plat sans détails marqués ») sont aussi utiles que celles contenant des caractéristiques importantes. Les commentaires écrits doivent être brefs.
- 3.3.14.3 Les structures telles que les épaves, les dunes de sable, les traces de chalutage et les conduites sous-marines constituent aussi une partie importante de la description du fond. Ces détails sont toujours plus importants que les descriptions écrites et doivent recevoir la priorité dans les zones complexes.

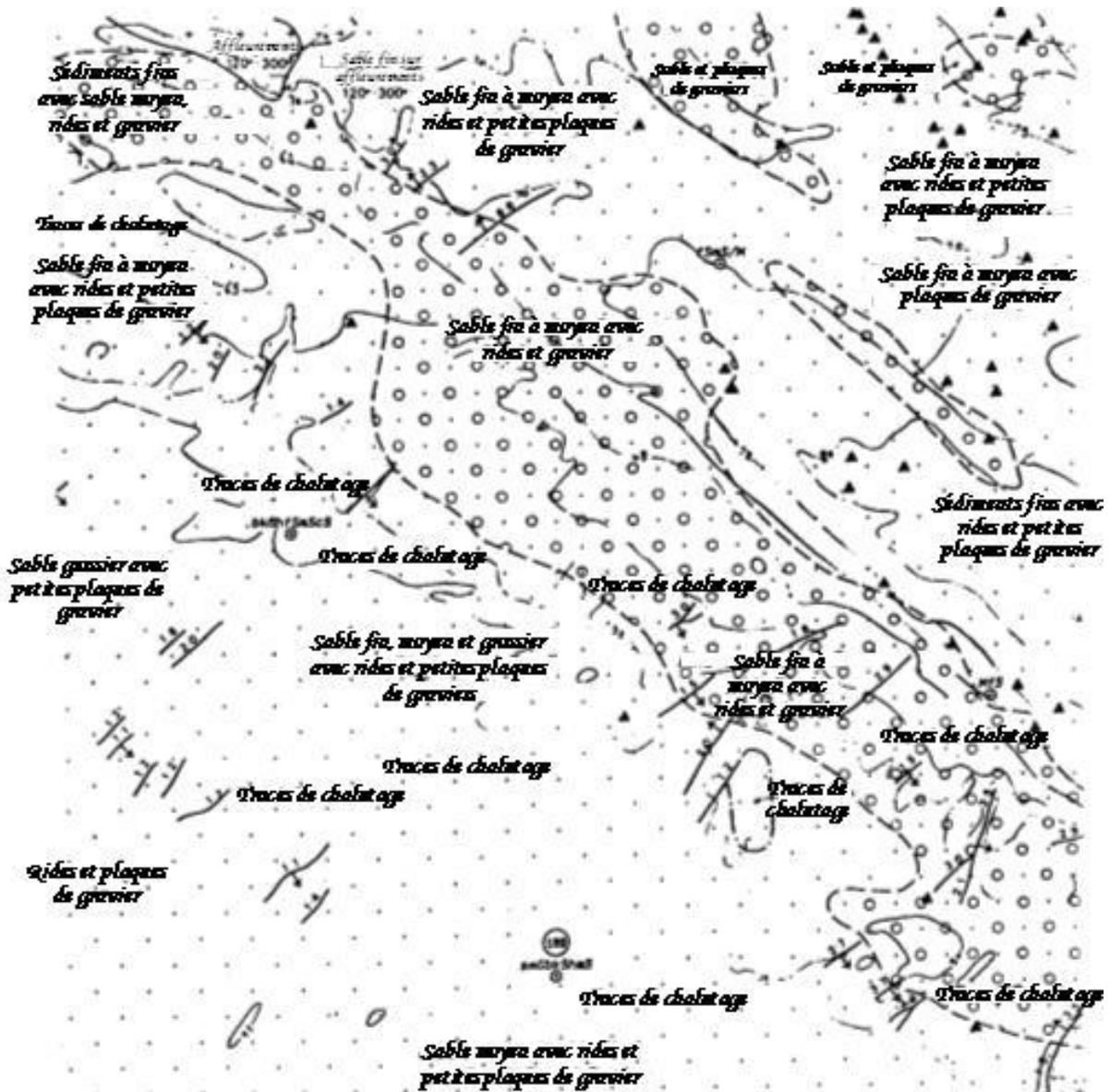


Fig. 4.14 « Exemple de modèle de classification militaire »

3.3.14.4 Les dunes de sable ou ridens sont des structures courantes en topographie sous-marine. Elles peuvent être isolées ou groupées. Différents symboles sont utilisés pour chaque type :

- Dunes de sable sous-marines isolées : pour plus de précision, la position de la crête de la dune sera déterminée au moyen du sondeur et non à partir de l'enregistrement du sonar latéral. Le symbole de dune isolée sera alors placé le long de la ligne de crête. Si la dune est asymétrique, une petite flèche orientée vers le bas du côté le plus escarpé de l'objet sera insérée ; cette flèche sera omise si la dune est symétrique. La hauteur de crête à creux sera précisée.
- Bancs de dunes sous-marines : la plupart des dunes de sable sous-marines sont regroupées en bancs de hauteurs et d'orientations semblables. Il n'est pas nécessaire dans ce cas de tracer les dunes individuellement mais seulement de délimiter le contour du banc en se basant, ici encore, sur le sondeur pour plus de précision et en insérant le symbole de banc de dunes. On doit indiquer l'orientation des crêtes, la longueur d'onde des dunes, leur hauteur, leur symétrie, leur espacement et le côté le plus escarpé.

- 3.3.14.5 Pour les besoins cartographiques, une dune sous-marine sera définie comme une structure de plus d'un mètre. Les structures plus petites seront classées comme rides. La longueur d'onde du banc de dunes est définie comme étant la distance entre deux crêtes consécutives; la hauteur d'une dune est la différence entre la crête et le creux adjacent. En règle générale, quand les crêtes sont espacées de moins d'un centimètre sur la carte et que les dunes ont des orientations, des hauteurs et des longueurs voisines, elles seront traitées comme un banc. Les rides sont souvent superposées aux dunes et peuvent avoir une orientation différente. Une brève description telle que « rides 120/300 » doit être insérée à côté du symbole de dunes sous-marines.
- 3.3.14.6 Petits objets situés sur le fond : toutes les structures pérennes de plus d'un mètre doivent être positionnées et représentées. Lorsque il y a plus de cinq contacts par centimètre carré, la zone doit être délimitée et annotée, et si possible, le nombre de contacts mentionné. Des descriptions écrites peuvent être ajoutées autant que de besoin.
- 3.3.14.7 Épaves et obstructions : toutes les épaves et obstructions détectées pendant le levé doivent être incluses dans le modèle de classification. Les épaves seront présentées par le symbole d'épave « non dangereuse », orienté dans la même direction que l'épave. L'étendue et la direction de la souille seront notées, par exemple « souille 155/50m ». Les autres obstructions seront présentées par le symbole « obstruction », avec si possible une description écrite, par exemple : « tête de puits ».
- 3.3.14.8 Petites dépressions : certains fonds peuvent contenir de petites dépressions, reconnaissables au sonar latéral par la présence d'une ombre acoustique devant le contact. Certaines d'entre elles peuvent avoir des bords prononcés et contenir de petits cratères (*pockmarks*). À moins que leur origine ne soit connue (par exemple si une plate-forme pétrolière a été déplacée pendant le levé), on ne cherchera pas à les classer.
- 3.3.14.9 Traces de chalutage : dans de nombreuses régions, les sillons de chaluts sont fréquents et caractéristiques des fonds. Leur visibilité est accrue par le fait qu'on les rencontre généralement par fonds plats. Les traces de chalutage isolées seront représentées individuellement ; leurs concentrations seront délimitées et accompagnées de la mention « nombreuses traces de chalutage ».
- 3.3.14.10 Conduites sous-marines : tous les conduits sous-marins détectés pendant le levé doivent être représentés. Les tracés des conduits enfouis ne doivent pas figurer à moins qu'ils ne soient visibles au sonar latéral, auquel cas le terme « enfoui » sera précisé. La hauteur en mètres des pipelines qui se tiennent au-dessus du fond sera indiquée à intervalles réguliers.
- 3.3.14.11 Isobathes : les isobathes seront tracées normalement tous les cinq mètres. Dans les régions où les profondeurs varient beaucoup, ce principe sera adapté par l'hydrographe qui doit veiller à la bonne présentation du modèle de texture. Le but recherché par le tracé des isobathes est d'aider l'hydrographe à interpréter les sonogrammes.
- 3.3.14.12 Descriptions utilisées dans les modèles militaires de classification du fond :
- Dunes sous-marines (*Sandwaves*) : rides de sable rectilignes ou sinusoïdales généralement alignées dans le sens du courant de marée ou du courant dominant. Hauteur minimale : un mètre. La distance entre crêtes (longueur d'onde) peut atteindre jusqu'à 1000 m et les hauteurs jusqu'à 20 m. Les dunes peuvent être symétriques ou non et comporter des ondulations.
- Rides (*Ripples*): petites structures de sable, de forme semblable à une dune sous-marine mais de hauteur inférieure à un mètre. Souvent orientées transversalement au courant de marée ou au courant dominant, elles ont une longueur d'onde inférieure à 15 m et peuvent ne pas être détectées au sondeur.

Sillons et crêtes (*Furrows & Ridges*) : structures longitudinales en forme de lits de gravier, de sable ou de vase pouvant atteindre 9 km de longueur et 14 m de largeur. Ces structures peuvent être isolées, mais se présentent habituellement plutôt en groupe ; elles sont généralement parallèles aux courants dominants.

Rubans de sable (*Sand Ribbons*) : ces rubans apparaissent normalement au-dessus des couches de matériaux plus grossiers qu'ils recouvrent. La plupart des rubans de sable sont droits et parallèles aux courants. Ils peuvent mesurer jusqu'à 15 km de longueur, 200 m de largeur et ne dépassent généralement pas quelques cm d'épaisseur. Ils peuvent avoir une apparence d'« échelle » dont les barreaux seraient les rides.

Nappes de Gravier / Sable / Vase (*Gravel/Sand/Mud Patches*) : couches minces et étalées de gravier, de sable ou de vase de moins de 100 m de largeur et de 2 m d'épaisseur. Ces couches peuvent résulter de dépôts et être mobiles. Leur forme est déterminée par le relief sous-jacent.

Affleurements rocheux (*Rock Outcrop*) : affleurements couvrant une petite zone et appartenant à un ensemble cohésif, et non à une collection de galets.

Aiguille rocheuse (*Pinnacle*) : rocher de largeur étroite mais de hauteur beaucoup plus élevée que les roches environnantes.

Corniche (*Ledge*) : affleurement rocheux long de plus de 300 m et relativement étroit. Se trouve souvent en groupes de directions et d'étendues similaires.

Banc (*Bank*) : constitués habituellement de sable ou de gravier, mais également de roches, les bancs sont des hauts-fonds d'étendue relativement limitée, mais importants par rapport aux fonds environnants. Quand ils sont formés de sédiments, ils sont souvent orientés dans le sens du courant de marée.

Grand / Petit (*Large / Small*) : qualificatifs préférés à gros, large, haut, court, menu, etc.

Large / Étroit (*Broad / Narrow*) : adjectifs utilisés pour qualifier les structures allongées telles que les rubans de sable. Large doit être utilisé pour les rubans de plus de 150 m de larges et étroit pour ceux qui font moins de 10 m.

Lisse (*Smooth*) : adjectif préféré à plat pour qualifier un fond plan, horizontal ou incliné. S'applique principalement à la vase.

Plat (*Flat*) : terme utilisé exclusivement pour décrire des surfaces horizontales (c.-à-d. sans gradient significatif).

Incliné (*Sloping*) : qualifie une région caractérisée par un fond en pente générale. Un fond incliné peut être lisse mais ne peut pas être plat.

Doux (*Gentle*) : graduel, changeant lentement.

Régulier (*Regular*) : qualifie une série d'objets d'amplitudes et de longueurs d'ondes uniformes, par exemple bancs de dunes hydrauliques, crêtes parallèles, etc.

Irrégulier (*Irregular*) : qualifie des objets semblables mais non uniformes, par ex. certaines dunes sous-marines. Peut aussi être utilisé pour décrire une région de roches ne présentant pas de structure identifiable.

Singulier (*Prominent*) : qualifie un objet ou une série d'objets qui se distingue de son environnement.

Sans relief (*Featureless*) : ce terme s'applique normalement aux fonds plats ou lisses, caractérisés par une absence de détail et une étendue remarquables en soi.

Les symboles utilisés pour les modèles militaires de classification du fond sont représentés à la figure 4.15 :

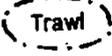
	Roche affleurant
	Gravier
	Sable
	Vase
	Bordure d'une zone où la texture du fond est nettement définie
	Bordure d'une zone où la texture du fond est mal différenciée
	Crête de dune associée à une hauteur de crête à creux en mètres. La flèche indique la pente la plus abrupte
	Régions de dunes de sable (avec hauteur, orientation, longueur d'onde et symétrie ; A = Asymétrique; S = Symétrique)
	Trace de chalutage très marquée
	Zones de concentration de traces de chalutage
	Contact sonar significatif
	Fonds de grande réflectivité sans hauts-fonds significatifs
	Petit cratère (<i>Pockmark</i>)
	Position d'un prélèvement avec description et numéro d'identification
	Épave orientée, avec sa direction et sa longueur
	Obstruction (avec classification si applicable)
	Puits émergé
	Conduite sous-marine
	Isobathes tous les 5 m.

Fig. 4.15 « Symboles utilisés pour les modèles de classification militaire des fonds »

RÉFÉRENCES

- | | | |
|------|--|--|
| 1987 | <i>“The Use of Side Scan Sonar for Hydrographic Surveying and the Gathering of Bottom Texture Information”</i> | Service hydrographique du Royaume-Uni (UKHO)
Communication professionnelle No. 24 |
| 1990 | <i>“Sound Underwater Images” – A Guide to the Generation and Interpretation of Side Scan Sonar Data.</i> | Fish JP & Carr HA |
| 1994 | <i>“High Frequency Ocean Environmental Acoustic Models Handbook”</i> | Université de Washington à Seattle
Applied Physics Lab |
| 1997 | <i>“Admiralty Manual of Hydrographic Surveying”</i> | Service hydrographique du Royaume-Uni (UKHO) |
| 1998 | <i>“Side Scan Versus MBES Object Detection - A Comparative Analysis”</i> | Brissette MB & Hughes Clarke JE |
| 2001 | <i>“LEEWIN Class Operating System”</i> | Service hydrographique australien (AHO) |
| 2004 | <i>“Hydrographic Quality Assurance Instructions for Admiralty Surveys”</i> | Service hydrographique du Royaume-Uni (UKHO) |
-

CHAPITRE 5 MARÉES ET COURANTS

1. INTRODUCTION

Le but de ce chapitre est de fournir à l'hydrographe et au lecteur les informations de base dont ils ont besoin pour comprendre et utiliser les hauteurs d'eau et leurs produits dérivés, les niveaux de référence et les courants marins, pour conduire sur le terrain les levés hydrographiques et exécuter les travaux nécessités par la cartographie. L'hydrographe n'est pas seulement concerné par le niveau de la mer qui est largement affecté par les marées ; il l'est aussi par celui des lacs et des rivières qui ne le sont pas. Le terme « marée » est traditionnellement utilisé par les hydrographes en relation avec l'instrumentation utilisée pour mesurer la hauteur de la surface de la mer, quoique le terme « niveau de la mer » soit techniquement plus correct. De la même manière, le terme « courant » est utilisé dans de nombreuses régions en rapport avec les courants de marée bien que les courants en général soient affectés par bien d'autres phénomènes que la force génératrice de la marée. Les termes spécifiques « flot » et « jusant » ou « flux » et « reflux » sont souvent utilisés au lieu du terme générique « courant de marée ».

L'étude de la marée joue un rôle tellement important dans la plupart des travaux hydrographiques que nous nous bornerons dans ce chapitre à décrire en termes généraux le potentiel générateur et les variations fondamentales de la marée en renvoyant aux références techniques appropriées. Il est important pour l'hydrographe de comprendre pourquoi les caractéristiques de la marée, les hauteurs d'eau et les courants marins varient dans le temps et dans l'espace afin qu'il prenne ces phénomènes en compte dans la planification et l'exécution des travaux qui lui permettront de conduire à terme des levés hydrographiques qualifiés et de produire des cartes marine précises.

Les procédures et les pratiques de mesure et d'utilisation des hauteurs d'eau, des marées et des courants varient d'un pays à l'autre ; ce chapitre en décrit les principes généraux en les illustrant par des exemples.

2. MARÉES ET HAUTEURS D'EAU

2.1 Principes des marées et des hauteurs d'eau

La marée observée en un port donné est le résultat de nombreux facteurs, incluant la réponse du bassin océanique à la force génératrice de la marée, l'influence des petits fonds dans les baies et les fleuves ainsi que les effets régionaux et locaux de la météorologie sur le niveau de la mer.

2.1.1 Forces astronomiques génératrices de la marée

L'attraction gravitationnelle de la Terre qui est orientée vers son centre de masse répartit l'océan sur sa périphérie. Cependant, l'action gravitationnelle de la Lune et du Soleil ainsi que la force centrifuge du système Soleil-Terre-Lune exercent sur l'océan une force d'attraction qui, en se surimposant à la force gravitationnelle, étire l'océan horizontalement et produit la marée en différents points de la surface de la Terre.

Une pleine mer est produite par l'accumulation des flux horizontaux vers les régions d'attraction maximale des forces gravitationnelles lunaires et solaires combinées. Une autre pleine mer se produit du côté symétrique du globe terrestre, là où la force centrifuge l'emporte sur l'attraction gravitationnelle luni-solaire. Les basses mers sont créées par un retrait compensateur dans les régions situées à mi-chemin entre les deux protubérances causées par les marées hautes. L'alternance des hautes et des basses mers résulte de l'effet de la rotation quotidienne (ou diurne) de la Terre sur les

deux protubérances et dépressions de la marée. Les différents temps d'arrivée des ondes marée correspondant à deux pleines mers ou basses mers consécutives en un endroit donné sont le résultat de plusieurs facteurs. La force génératrice de la marée a deux composantes principales dues au Soleil et à la Lune.

2.1.1.1 Origine de la force génératrice des marées

Pour un observateur terrien, la Lune semble tourner autour de la Terre, alors qu'en réalité les deux planètes tournent autour d'un barycentre commun. Les deux corps astronomiques ont tendance simultanément à être attirés l'un vers l'autre par attraction gravitationnelle et rejetés par la force centrifuge générée par leur rotation autour du barycentre. L'attraction gravitationnelle et la force centrifuge sont de même module mais de directions contraires aussi la Terre et la Lune sont-elles en équilibre l'une par rapport à l'autre. Le système Terre-Soleil obéit à un même principe, quoique distinct du système Terre-Lune, chaque couple étant à l'origine des composantes lunaire et solaire.

Les forces gravitationnelles et centrifuges ne sont équilibrées qu'aux centres de masse des corps respectifs ; en tout autre point, les deux forces ne sont pas équilibrées et produisent des marées océaniques, atmosphériques et terrestres. Du côté de la Terre située face à la Lune et/ou au Soleil, la force résultante produit une marée dirigée dans le sens de l'attraction luni-solaire ; du côté symétrique, la marée est dans la direction de la force centrifuge dominante, à l'opposé de la Lune et/ou du Soleil.

2.1.1.2 Force centrifuge

Le barycentre du système Terre/Lune se trouve à un point situé environ à 1 700 km sous la surface de la Terre, côté Lune, sur l'axe reliant les centres de masse de la Terre et de la Lune (figure 5.1). Le centre de masse de la Terre décrit une orbite (E1, E2, E3...) autour du barycentre (G) alors que le centre de masse de la Lune décrit sa propre orbite mensuelle (M1, M2, M3...) autour de ce même point.

Les cercles en traits pleins et tiretés représentent des sections quasi-équatoriales de la Terre par le plan de l'orbite de la Lune contenant leur barycentre commun G. Les points E₁, E₂, E₃ et M₁, M₂, M₃ sont les positions correspondantes des centres de masse respectifs de la Terre et de la Lune.

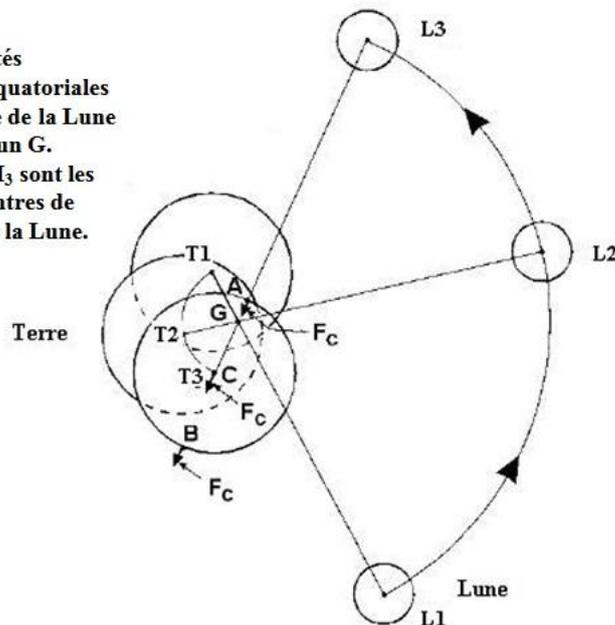


Fig. 5.1

La Terre tournant autour du barycentre G du système Terre-Lune, la force centrifuge produite en son centre de masse est dirigée dans la direction opposée au point G, de même qu'une fronde qu'on ferait tourner autour de la tête exerce une certaine résistance sur la main qui tient la ficelle. Comme le centre de masse de la Terre est du côté opposé à la Lune par rapport au barycentre, la force centrifuge à laquelle il est soumis est dans la direction opposée à la Lune. Tout point situé à l'intérieur ou à la surface de la Terre sera soumis à une force centrifuge de même module et de même direction, représentée par les flèches F_c des points A, C et B de la figure 5.1 et par les flèches fines F_c des mêmes

points de la figure 5.2. Le même principe s'applique au système Terre/Soleil, à cette différence près que le barycentre commun se trouve beaucoup plus près du Soleil en raison de sa masse.

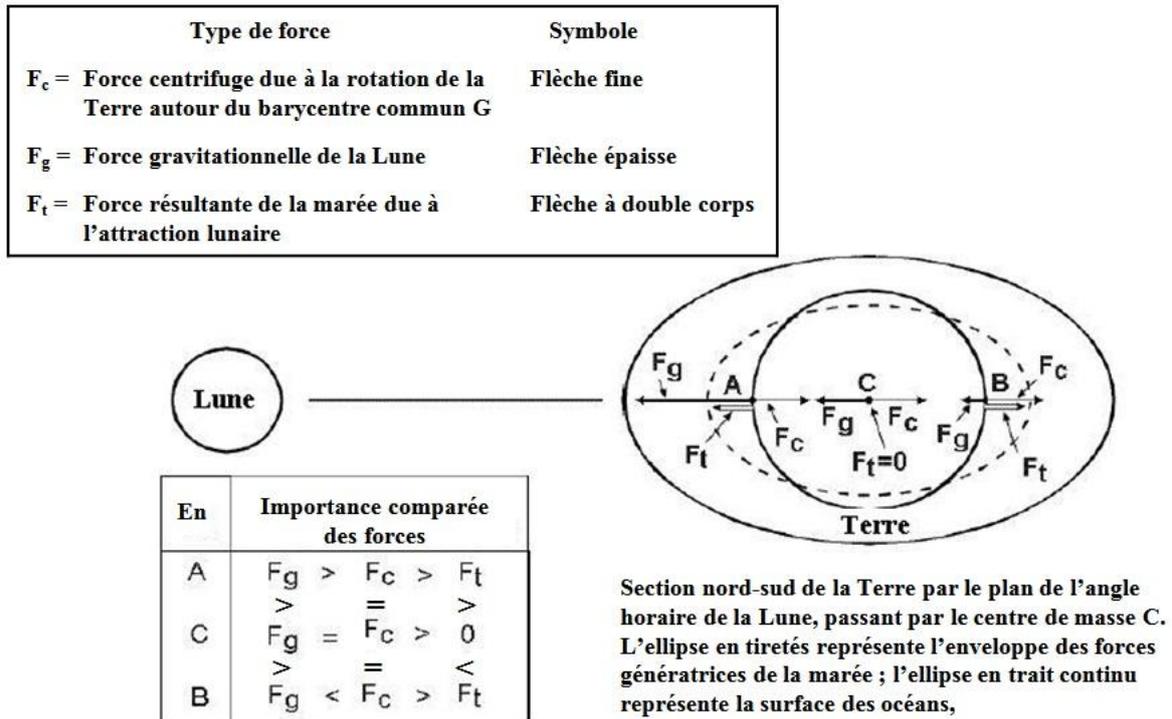


Fig. 5.2

Il est important de noter que la force centrifuge produite par la rotation journalière de la Terre sur son axe propre est sans conséquence sur la théorie de la marée. Elle ne joue aucun rôle dans le potentiel générateur de la marée car elle est constante en tout point dans le temps, ce qui fait que la surface de l'eau est toujours en équilibre par rapport à elle.

2.1.1.3 Force d'attraction gravitationnelle

Tandis que l'effet de la force centrifuge externe est constant en tout point de la Terre, l'effet de la force d'attraction gravitationnelle produite par un autre corps astronomique varie d'un point à un autre. Ceci est dû au fait que le module de la force gravitationnelle exercée par un corps varie avec l'inverse du carré de sa distance. Ceci se traduit dans la théorie de la marée par l'introduction d'un nouveau facteur basé sur les différentes distances des points de la surface de la Terre au centre de masse de la Lune. L'attraction gravitationnelle relative exercée par la Lune en différents points de la Terre est indiquée sur la figure 5.2 par les flèches F_g qui sont plus conséquentes que celles représentant la force centrifuge.

De même que la force centrifuge de la Terre tournant autour de son axe n'exerce aucun rôle dans la marée, sa force gravitationnelle propre n'en exerce pas davantage car elle demeure constante dans le temps en tout lieu.

2.1.1.4 Forces différentielles génératrices de la marée

La force centrifuge qui s'exerce au centre de la Terre par suite de sa rotation autour du barycentre G du système Terre-Lune est de module égal et de direction opposée à la force gravitationnelle exercée par la Lune. Ces deux forces sont représentées au point C de la figure 5.2 par deux flèches, fines et épaisses respectivement, de même longueur mais de direction opposée. Leur résultante, ou force génératrice de la marée (F_t) en C, est nulle.

Le *point sublunaire* A de la figure 5.2 est approximativement 6 400 km plus près de la Lune que le point C. En A, la force d'attraction gravitationnelle produite par la Lune est plus grande qu'en C. La force centrifuge étant partout égale et en opposition à l'attraction gravitationnelle de la Lune au centre de masse de la Terre, l'attraction gravitationnelle en A l'emporte sur la force centrifuge et la force de marée résultante indiquée sur la figure 5.2 par une flèche à double corps est dans la direction de la Lune. L'onde marée résultante est connue sous le nom de marée directe.

De l'autre côté de la Terre, le *point antipode* B est plus loin d'environ 6 400 km du point C et la force gravitationnelle de la Lune en ce point est inférieure à celle du point C. Comme la force centrifuge au point B est plus grande que l'attraction gravitationnelle de la Lune au point C, la force de marée résultante en B sera orientée dans le sens opposé au centre de la Terre ; elle est représentée par une flèche à double corps. La marée produite au point antipode est connue sous le nom de *marée opposée*.

Il existe également un ensemble similaire de forces différentielles dans le système Terre/Soleil.

2.1.1.5 Force d'attraction

La force génératrice des marées ne représente environ que les 9 millièmes de l'attraction gravitationnelle de la Terre ; elle est donc très insuffisante pour contrer les effets de la pesanteur et les marées sont produites en fait par sa composante horizontale. En n'importe quel point de la surface de la Terre, la force génératrice des marées peut être représentée par ses deux composantes : l'une verticale ou perpendiculaire à la surface de la Terre et l'autre horizontale ou tangentielle à la surface de la Terre. Parce que la composante horizontale ne s'oppose pas à la gravité, elle peut attirer librement les particules d'eau de la surface de la Terre vers le point sublunaire et le point antipode.

La composante attractive horizontale est le vrai mécanisme générateur des marées ; cette composante est nulle aux points sublunaires et aux points antipodes où la force génératrice des marées est entièrement verticale et où les eaux attirées en ces deux points ont tendance à constituer un bourrelet stable. Il existe donc une tendance constante d'attraction de l'eau en tout lieu de la surface de la Terre vers les points sublunaire A et antipode B de la figure 5.2, formant ainsi en ces points deux protubérances de marée. La force génératrice des marées est un cas particulier de la loi de la gravitation universelle de Newton ; elle varie avec l'inverse du cube de la distance entre un point donné à la surface de la Terre et le centre de masse du corps attracteur.

Dans une bande autour de la Terre située approximativement à mi-chemin entre le point sublunaire et le point antipode, la composante attractive est aussi égale à zéro, puisque la force génératrice des marées y est verticale. Il y a, par conséquent, une tendance à la formation d'une dépression stable dans cette région.

2.1.1.6 Enveloppe des forces génératrices des marées

Si les eaux des océans répondaient exclusivement aux forces attractrices et si la Terre était couverte d'eau sans continent, la surface de l'eau prendrait alors la forme d'un sphéroïde dont le grand axe serait dans la direction de la ligne reliant les centres de masse Terre-Lune et le petit axe serait centré perpendiculairement au grand axe. Les deux bourrelets et dépressions de la marée seraient représentés respectivement par l'enveloppe des forces dans les directions du grand axe et du petit axe du sphéroïde. D'un point de vue purement théorique, les effets de la rotation quotidienne de la masse terrestre sur les deux bourrelets et dépressions de la marée, seraient perçus comme étant la cause de la marée lunaire. En ce qui concerne le Soleil, les bourrelets et dépressions correspondants seraient perçus comme étant la cause des marées solaires.

Avec une Terre en rotation, on pourrait s'attendre à une pleine mer suivie d'une basse mer au même endroit six heures plus tard, puis une deuxième pleine mer douze heures plus tard et ainsi de suite. Ceci correspondrait à peu près au cas idéal d'une Terre sans continent et uniformément recouverte d'eau, soumise à la seule force d'attraction d'une Lune positionnée invariablement en distance et en

orientation par rapport à la Terre et au Soleil et où il n'y aurait ni accélérations ni retards susceptibles d'affecter la circulation des eaux. Mais c'est loin d'être le cas pour les trois raisons suivantes :

Tout d'abord, l'enveloppe des forces de marée lunaire est associée à une enveloppe des forces de marée solaire qui est la résultante d'une composante gravitationnelle et d'une composante centrifuge créée par la révolution de la Terre autour du centre de masse du système Terre-Soleil. Cette enveloppe change de position avec la position orbitale de la Terre par rapport au Soleil. Par suite des énormes différences de distances moyennes Terre-Lune (384 400 km) et Terre-Soleil (150 000 000 km), la composante lunaire de la force génératrice de la marée est approximativement 2,5 fois plus grande que la composante solaire, bien que le Soleil soit beaucoup plus massif que la Terre.

Ensuite, plusieurs composantes astronomiques entrent dans la formation du potentiel générateur de la marée. Parmi ces composantes il y a la variation des distances Terre-Lune et Terre-Soleil, l'angle formé par l'orbite de la Lune avec le plan de l'équateur, l'angle formé par le Soleil avec le plan de l'orbite terrestre durant sa trajectoire annuelle et les phases de la Lune. Les principales composantes de la marée résultant de ces diverses influences astronomiques sont décrites ci-après.

Enfin, d'autres effets s'ajoutent qui se traduisent par des changements du niveau de l'eau par rapport aux causes astronomiques initiales, incluant notamment les obstacles à la circulation des eaux représentés par les continents et les phénomènes météorologiques.

2.1.2 Caractéristiques de la marée

Les caractéristiques réelles de la marée en n'importe quel point du globe diffèrent de l'enveloppe théorique évoquée plus haut. Tout d'abord, l'eau est un liquide visqueux qui ne réagit pas immédiatement à la force génératrice des marées. Plus significativement, la Terre n'est pas une sphère lisse uniformément recouverte d'eau. Les marées sont affectées par les frictions avec le fond et avec les courants océaniques ; les continents interrompent, limitent et réfléchissent les ondes de marée ; les formes et les volumes des bassins océaniques amplifient ou atténuent la force génératrice des marées.

Les marées montantes (flux, montant, montée) et descendantes (baissée, perdant, reflux) ne se produisent pas à un rythme régulier. À partir de l'étalement de basse mer, la marée commence par monter très lentement, puis le taux de montée accélère pendant environ trois heures jusqu'à atteindre sa valeur maximum, après quoi il décélère pendant environ trois heures jusqu'à l'étalement de pleine mer. La baissée suit un chemin similaire à celui de la montée, c'est à dire accroissement du taux de baissée, passage par un maximum puis décroissance. Quand le flux et le reflux sont visualisés graphiquement, la courbe ressemble à une sinusoïde. Cependant, à n'importe quel emplacement de la courbe, la montée et la baissée sont le produit d'une variété de composantes qui diffèrent sensiblement d'un lieu à l'autre et qui définissent un spectre caractérisé par trois paramètres principaux : l'établissement du port[♦], l'amplitude et le type de marée. L'hydrographe doit comprendre et prendre en considération ces trois paramètres dans le but de calculer et d'appliquer les réductions de marée aux sondages.

2.1.2.1 Établissement

Une Lune stationnaire passerait une fois par jour au méridien du lieu, cependant, comme elle tourne autour de la Terre dans la direction de la rotation de cette dernière mais à une vitesse supérieure, tout point de la Terre prend chaque jour un retard de 12,5° par rapport à la Lune. Ces 12,5° sont parcourus en 50 minutes environ, ce qui conduit à une « journée de marée » de l'ordre de 24 heures et 50 minutes.

[♦] NdT: Certains termes utilisés dans ce chapitre n'étant pas exactement équivalents en français et en anglais, on rappelle ci-après quelques définitions extraites du Dictionnaire hydrographique de l'OHI, S-32, 5^{ème} édition :

Art. 1710 (Fr) : établissement du port : HEURE de la PLEINE MER les jours de SYZYGIE en un lieu donné. Elle est exprimée en temps vrai local et s'entend de la pleine mer qui suit le midi vrai, c'est à dire la pleine mer du soir.

Art. 1710 (En) : establishment of the port. See ESTABLISHMENT.

L'établissement[▼] correspond au décalage de la pleine mer par rapport au passage de la Lune au méridien du lieu. Il est à peu près équivalent au terme anglais *lunitidal interval*[♦] (ou *High Water Interval 'HWI'*) qui correspond à l'intervalle de temps séparant le passage de la Lune au méridien du lieu et la pleine ou la basse mer suivante. Les établissements ne sont pas réguliers le long d'un méridien donné ; leur variation dépend des obstacles à la progression de l'onde marée, créés par les masses terrestres et par les frottements sur le fond quand l'onde se propage vers les petits-fonds.

Les intervalles définis ci-dessus ne sont constants nulle part mais varient périodiquement dans des limites relativement étroites par suite des interactions entre les forces luni-solaires. Entre la nouvelle Lune et le premier quartier ainsi qu'entre le dernier quartier et la pleine Lune, cette interaction peut accélérer le temps d'arrivée de la marée. Inversement, entre la pleine Lune et le premier quartier ainsi qu'entre le dernier quartier et la nouvelle Lune, l'interaction entraîne un retard de la marée.

Ces intervalles sont définis à la fois pour le passage de la Lune au méridien de Greenwich et pour son passage au méridien local. Ils prennent alors les noms respectivement d'intervalle *lunitidal* de Greenwich et d'intervalle *lunitidal* local. Les intervalles de Greenwich sont plus utiles car ils peuvent être utilisés pour établir des concordances entre les établissements en divers endroits. L'établissement est un paramètre fondamental dans l'analyse et la prédiction de la marée ainsi que dans le calcul des corrections des zones de marée.

2.1.2.2 Le marnage

La différence de hauteur entre la pleine mer et la basse mer en n'importe quel lieu a pour nom marnage. En plein océan, la hauteur de crête de l'onde marée est relativement faible et uniforme (habituellement 1 m ou moins). Les variations et les grands marnages ne deviennent sensibles que quand les ondes se déplacent vers les petits fonds, le long des masses terrestres et dans les chenaux étroits.

Le marnage en un point donné n'est pas constant mais varie d'une journée à l'autre. Une partie de sa variation est causée par le vent et la météorologie, mais il reste pour l'essentiel un phénomène périodique lié aux positions du Soleil et de la Lune relativement à la Terre. Au fil des jours, la marée répond à trois variations liées chacune d'elles à un mouvement particulier de la Lune.

Effets des phases de la Lune : vive-eau et morte-eau : En la plupart des endroits de la Terre, les phases de la Lune exercent une grande influence sur le marnage. Ainsi qu'on vient de le voir, la marée est générée par les effets combinés des forces d'attraction luni-solaires. En raison du déplacement de la Lune par rapport à la Terre et au Soleil (figure 5.3) au cours du mois lunaire, ces forces agissent différemment le long de leur axe commun mais sous des angles différents l'un par rapport à l'autre.

▼ **Art. 1709 (Fr) : établissement** : Intervalle de temps qui sépare l'heure du PASSAGE AU MÉRIDIDIEN (supérieur ou inférieur) de la LUNE et l'heure de la PLEINE MER qui suit, en un lieu donné.

Art. 1709 (En) : establishment. The interval of time between the transit (upper or lower) of the moon and the next high water at a place. The average establishment at the time of full or new moon is called *vulgar* or *common establishment*, or *high water full and change*. Also called *high water lunitidal interval*, or *establishment of the port*. See LUNITIDAL INTERVAL.

♦ **Art. 2974 (En) : lunitidal interval** (pas de terme équivalent en français). The interval of time between the TRANSIT (upper or lower) of the MOON over the LOCAL or GREENWICH MERIDIAN and the next HIGH WATER or LOW WATER at a place. The interval is assumed to be local unless otherwise specified. The average of all high water intervals is called *mean high water lunitidal interval*, *high water interval*, or *corrected establishment*. The average of all low water intervals is called *mean low water lunitidal interval*, or *low water interval*. The expressions *higher high water interval*, *lower high water interval*, *higher low water interval*, and *lower low water interval* are used when there is considerable DIURNAL INEQUALITY. See ESTABLISHMENT.

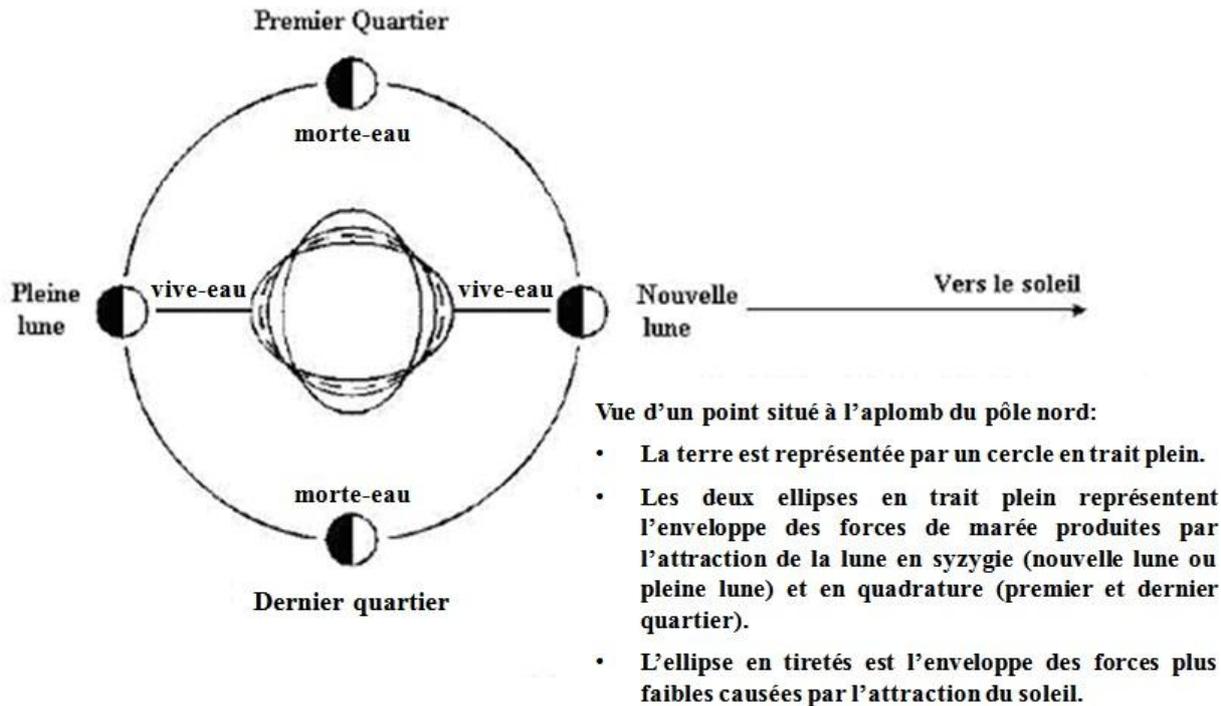


Fig. 5.3

Lors d'une nouvelle ou d'une pleine Lune (ces deux phases sont appelées syzygie), les attractions gravitationnelles de la Lune et du Soleil se renforcent l'une et l'autre et la marée résultante est augmentée d'autant, la pleine mer étant plus haute que la moyenne et la basse mer plus basse que la moyenne. Ceci signifie qu'en tout point, le marnage est plus grand entre les hautes et les basses mers consécutives. La marée de syzygie où le marnage est le plus important est dite de *vive-eau* ; elle correspond au terme anglais de *Spring tide* qui n'a rien à voir avec le printemps[^].

Lors du premier et du dernier quartier de la Lune (phases dites en *quadrature*), les forces d'attraction luni-solaires sont à 90 degrés et tendent à s'opposer l'une à l'autre. Dans l'enveloppe des forces de marée résultantes, les maxima et les minima ont des valeurs réduites ; la pleine mer est moins haute qu'en moyenne et la basse mer est moins basse qu'en moyenne. Les marées de faible marnage sont dites de *morte-eau*, elles correspondent au terme anglais de *Neap tide*.

Effets de la parallaxe (Lune et Soleil) :

Par suite de l'orbite elliptique de la Lune (figure 5.4), la distance Terre-Lune varie d'environ 50 000 km chaque mois et l'attraction gravitationnelle qui est inversement proportionnelle au cube de la distance Terre-Lune, conformément à loi de Newton, variera d'autant. Une fois par mois, quand la Lune est plus proche de la Terre (périgée), les forces génératrices de la marée seront plus élevées que d'habitude et les marées plus fortes qu'en moyenne. Deux semaines plus tard, quand la Lune est à son apogée, la composante lunaire sera plus faible et les marées inférieures à la moyenne. De même pour le système Soleil-Terre, quand la Terre est plus proche du Soleil (périhélie – aux environs du 2 janvier de chaque année), le marnage augmente tandis qu'il diminue quand la Terre est plus loin du Soleil (aphélie – aux environs du 2 juillet de chaque année).

[^] NdT : mais plutôt avec le fait que la marée s'élève plus haut (*to spring*) que d'habitude.

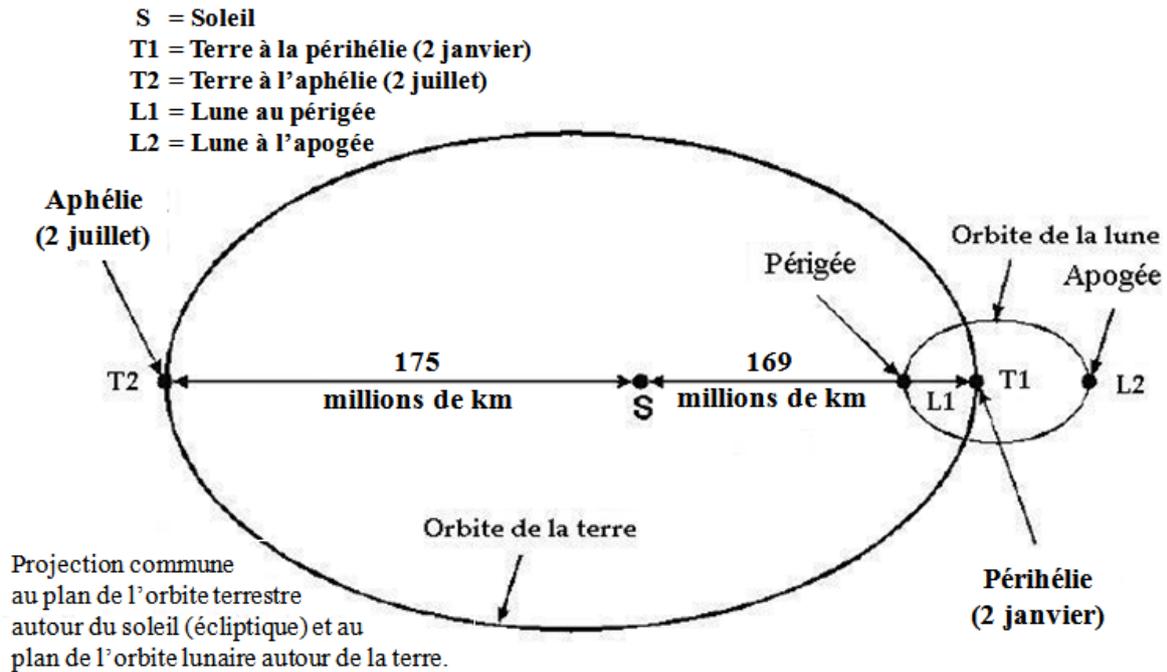


Fig. 5.4

Quand le périgée, le périhélie, et la nouvelle ou la pleine Lune se produisent approximativement au même moment, les marées augmentent très fortement. Inversement, quand l'apogée, l'aphélie, et le premier ou le dernier quartier de la Lune ont lieu au même moment, les marées diminuent très fortement.

Effets de la déclinaison lunaire - 'Inégalité Diurne' :

Le plan de l'orbite lunaire est incliné de 5° seulement par rapport à l'orbite terrestre (écliptique) si bien que la Lune, au cours de sa révolution mensuelle, demeure assez proche de l'écliptique.

L'écliptique est incliné de $23,5^\circ$ par rapport à l'équateur. Vu d'un observateur terrestre, le Soleil semble le parcourir en une année terrestre, passant successivement six mois au nord, puis six mois au sud, en fonction des saisons. De façon similaire, la Lune effectue une révolution autour de la Terre une fois par mois au cours de laquelle elle passe la moitié du temps au nord de l'équateur et l'autre moitié au sud. La distance angulaire de la Lune mesurée à partir de l'équateur définit sa *déclinaison*.

Deux fois par mois, la déclinaison s'annule. La figure 5.5 représente la Lune en tiretés quand elle « traverse » ainsi l'équateur ; l'enveloppe correspondante des forces de marées est représentée également par une ellipse en tiretés. Les marées qui se produisent quand la déclinaison de la Lune est voisine de zéro sont appelées *marées équatoriales*, celles qui se produisent lorsque la déclinaison lunaire est maximale au nord ou au sud sont appelées *marées tropiques*.

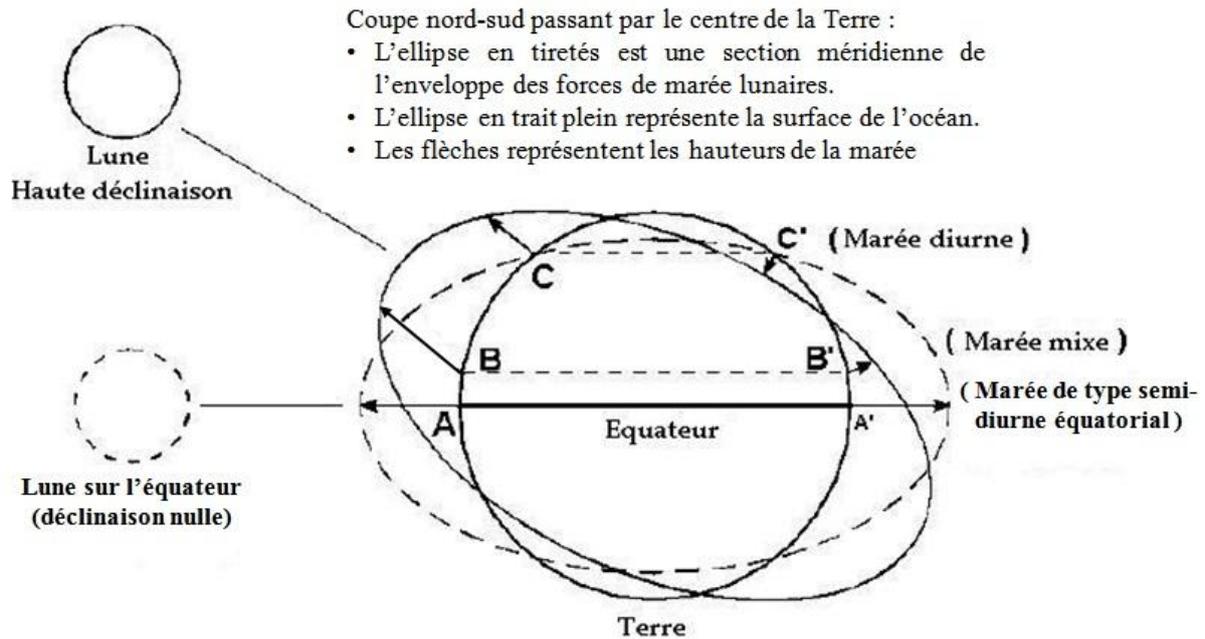


Fig. 5.5

Variabilité :

Même s'ils sont présents partout sur la Terre, les effets de phase, de parallaxe et de déclinaison ne sont pas uniformes. Les inégalités de phases sont généralement les plus grandes mais en certains endroits, l'un des trois peut l'emporter sur les autres et imposer son influence sur le marnage. La durée d'une lunaison (intervalle entre deux nouvelles Lunes), ou *mois synodique*, est approximativement de 29,5 jours. L'intervalle de temps entre deux périgées lunaires, ou *mois anomalistique*, est approximativement de 27,5 jours. L'intervalle de temps entre deux passages de la Lune au point vernal, ou *mois tropique*, est de 29,3 jours. Il en résulte que des variations importantes de marnage peuvent se produire n'importe où par suite de changements relationnels entre ces trois variables. Par exemple, à Seattle, le marnage moyen est d'environ 2,3 m, mais deux marnages consécutifs peuvent varier de 1,5 m à 4,5 m dans la même journée.

Le marnage est sujet à d'autres variations périodiques (par exemple les différences de parallaxe solaire déjà expliquées), mais les trois paramètres étudiés auparavant sont les principaux. Le fait que les variations correspondantes se produisent à l'intérieur d'un cycle de 29,5 jours ou moins, explique la raison pour laquelle l'hydrographe doit procéder à des observations d'une durée de 30 jours au moins. Même si le marnage peut varier d'un mois à l'autre, une observation de 30 jours consécutifs utilisée conjointement avec les données d'observatoires permanents est souvent suffisante pour réduire la marée des levés hydrographiques. Une importante dérive à long terme des marnages est due à la lente variation de l'orientation de l'orbite de la Lune dite *précession nodale*. Cette variation mesurable du marnage impose des corrections lors des prédictions de marée et des analyses harmoniques ainsi que pour les déterminations des différents niveaux de référence hydrographiques (voir § 2.1.4).

2.1.2.3 Types de marée

Parmi les trois paramètres principaux de la marée, le type de marée est le plus caractéristique. Si les marées en deux lieux sont de même type mais qu'elles diffèrent par le marnage et l'établissement, elles peuvent être reliées l'une à l'autre par une concordance simple et précise. Cette propriété permet à l'hydrographe d'extrapoler les zéros hydrographiques et de réaliser des réductions précises dans des zones où les observations sont de courtes durées. *A contrario*, si les types de marée en deux lieux sont différents mais que les marnages et les établissements se ressemblent, il ne faut pas en déduire qu'il existe une relation simple entre elles. Les différences de marnages et d'établissements ne concernent que des valeurs, alors que les différences de types de marée touchent à la nature même du phénomène.

Les types de marée se rapportent aux caractéristiques du flux et du reflux enregistrés sur les marégrammes. Bien que ceux-ci soient différents d'un lieu à l'autre, ils peuvent être regroupés en trois grandes catégories ou types, qui correspondent aux marées semi-diurnes, aux marées diurnes et aux marées mixtes.

Dans la figure 5.5, les points A et A' sont situés sur le grand axe de l'ellipse; la hauteur de la pleine mer en A est la même que celle qui se produit en A', 12 heures plus tard. Quand la Lune est sur l'équateur, ou à une déclinaison telle que les forces de marée sont en équilibre, les deux pleines mers et basses mers d'une journée donnée sont similaires en hauteurs ; elles se succèdent deux fois par jour à des intervalles de temps presque égaux : il s'agit de la *marée semi-diurne*. La courbe de la marée semi-diurne est représentée à la figure 5.6. La marée semi-diurne est un type de marée où le cycle complet pleine mer / basse mer se produit en une demi-journée. Il y a deux pleines mers et deux basses mers pour chaque journée lunaire de 24 heures 50 minutes. Pour une marée classée semi-diurne, les deux cycles de la journée doivent se ressembler et même s'ils ne sont pas exactement identiques, les deux pleines mers et les deux basses mers ne doivent pas être trop différentes.

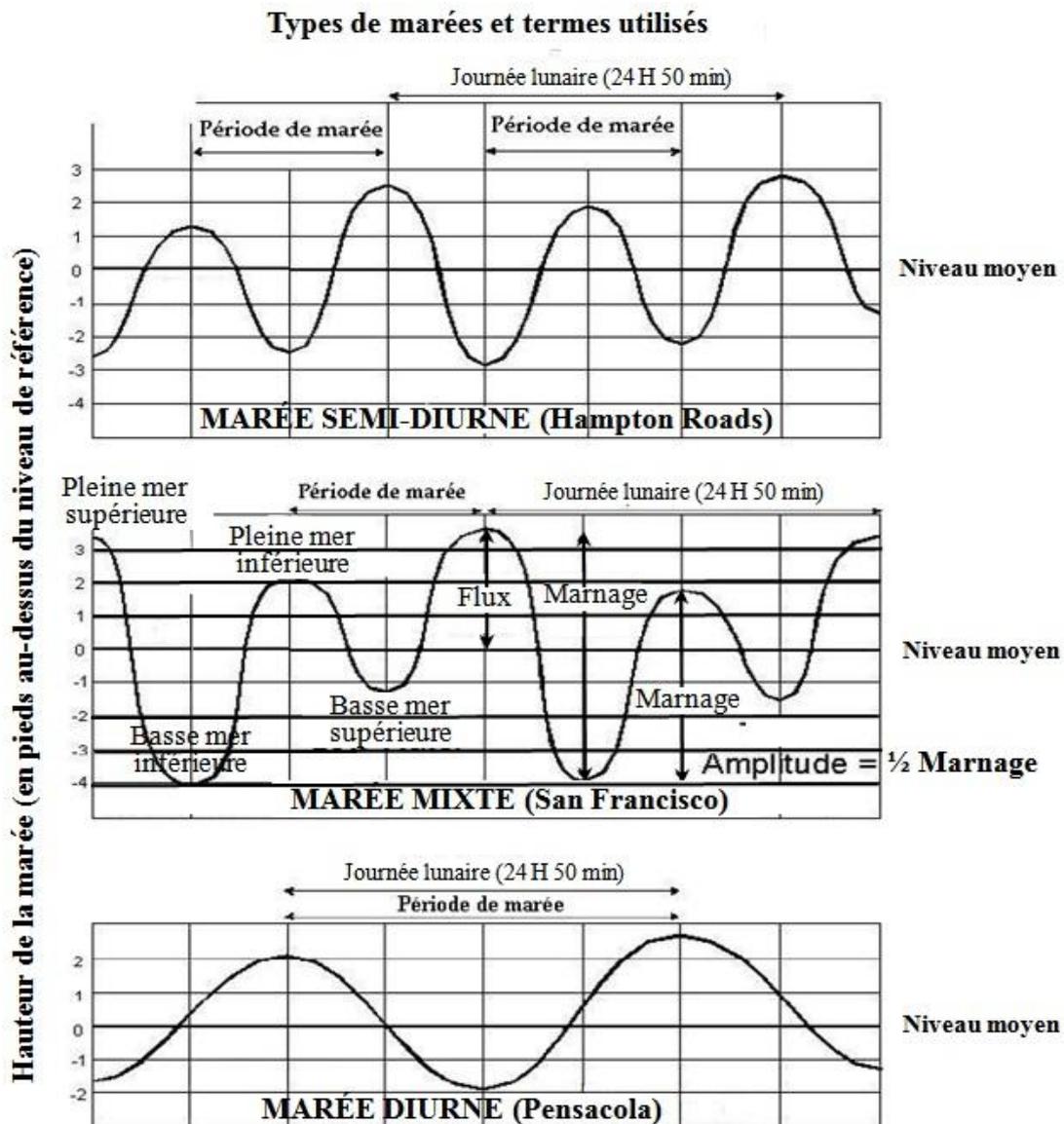


Fig. 5.6

Cependant, avec le changement de signe de la déclinaison lors du passage de la Lune à l'équateur (figure.5.5), l'épaisseur de l'enveloppe des forces de marée lunaires diminue et des différences de

hauteurs entre marées d'une même journée commencent à apparaître. Le phénomène résultant de ces variations et des effets gravitationnels associés est connu sous le nom *d'inégalité diurne*.

Sur la figure 5.5, le point B est à l'intérieur de l'enveloppe des forces de marée lunaires. Une demi-journée plus tard, le point B' est toujours à l'intérieur de cette enveloppe, mais la hauteur de la marée n'est plus aussi grande qu'en B : il y a deux marées journalières présentant des inégalités de hauteurs successives des pleines et/ou des basses mers. Ce type de marée marqué par une grande inégalité diurne est connu sous le nom de *marée mixte* (voir le diagramme à la figure 5.6) car il cumule les propriétés de la marée diurne et de la marée semi-diurne. Une marée mixte comporte deux pleines mers et deux basses mers chaque jour, mais celles-ci présentent des différences de hauteur marquées.

Revenons une dernière fois à la figure 5.5 : Le point C est situé sur l'enveloppe des forces de marée et à l'intérieur du bourrelet des marées hautes ; cependant, quand il gagne la position C', une demi-journée plus tard, il est positionné au-dessous de ce bourrelet c'est à dire qu'il n'y a plus de marée haute. Dans cette configuration dite de *marée diurne*, la force de marée ne génère plus qu'une unique pleine mer et une unique basse mer pour chaque jour lunaire, représentées sur le dernier diagramme de la figure 5.6. Les périodes de montée et de baissée de la marée diurne sont d'environ 12 heures, contrairement à la marée semi-diurne où elle était de 6 heures.

Des exemples de chacun de ces trois types sont visualisés à la figure 5.6, qui présente trois journées d'observations de marée à Hampton Roads en Virginie, à San Francisco en Californie et à Pensacola en Floride. La ligne horizontale à travers chaque courbe de Pensacola, représente le niveau moyen de la mer, et l'amplitude de la montée et de la baissée de la marée au-dessus et en dessous de ce niveau moyen sont indiqués par une échelle à gauche.

La courbe supérieure de Hampton Roads est celle d'une marée semi-diurne, caractérisée chaque jour par deux pleines mers et deux basses mers présentant une légère différence entre la marée du matin et celle du soir. Le marégramme de Pensacola correspond à une marée diurne comportant une pleine mer et une basse mer chaque jour. La courbe de San Francisco est celle d'une marée mixte[▼] comportant deux pleines mers et deux basses mers chaque jour, très différentes le matin et l'après-midi. Dans ce cas particulier, la différence est visible aussi bien pour les pleines mers que pour les basses mers.

La différence entre les marées du matin et du soir, ou inégalité diurne^{*}, provient du fait que l'orbite de la Lune est inclinée par rapport au plan de l'équateur. Cette inclinaison qui est présente dans les forces de marée diurnes et semi-diurnes affecte la montée et la baissée d'une manière qui dépend de la configuration des lieux et qui résulte principalement de la réponse des bassins aux sollicitations hydrodynamiques, lesquelles se manifestent par différentes amplitudes. En fait, la distinction entre les marées mixtes et les marées semi-diurnes est entièrement basée sur cette différence d'amplitude.

La courbe de marée de San Francisco de la figure 5.6 est celle d'une marée mixte qui présente une inégalité importante entre les pleines mers et les basses mers, celles des basses mers étant encore plus marquées. À Hampton Road, l'inégalité n'est pas très grande et visible principalement pour les marées hautes. Telles qu'illustrées à la figure 5.7, les inégalités peuvent se faire sentir au niveau des basses mers, ou des pleines mers, ou affecter également les unes et les autres. Il convient aussi de noter que les inégalités diurnes affectent l'établissement aussi bien que la hauteur de la marée. L'inégalité des hauteurs varie d'un lieu à l'autre et d'un jour à l'autre ; il en sera de même pour la durée des flux et des reflux ainsi que pour l'établissement.

▼ NdT : La marée mixte se comporte tantôt comme une marée semi-diurne (deux pleines mers et deux basses mers par jour lorsque la Lune est à l'équateur), tantôt comme une marée diurne (une pleine mer et une basse mer par jour lorsque la déclinaison de la Lune est proche de son maximum).

* NdT : Aux trois types précités, l'école hydrographique française en distingue un quatrième, dit des *Marées semi-diurnes à inégalité diurne*, qui diffère des marées mixtes par le fait que la composante diurne est moins marquée et qu'il y a toujours deux cycles de marée par jour, quelle que soit la déclinaison de la Lune.

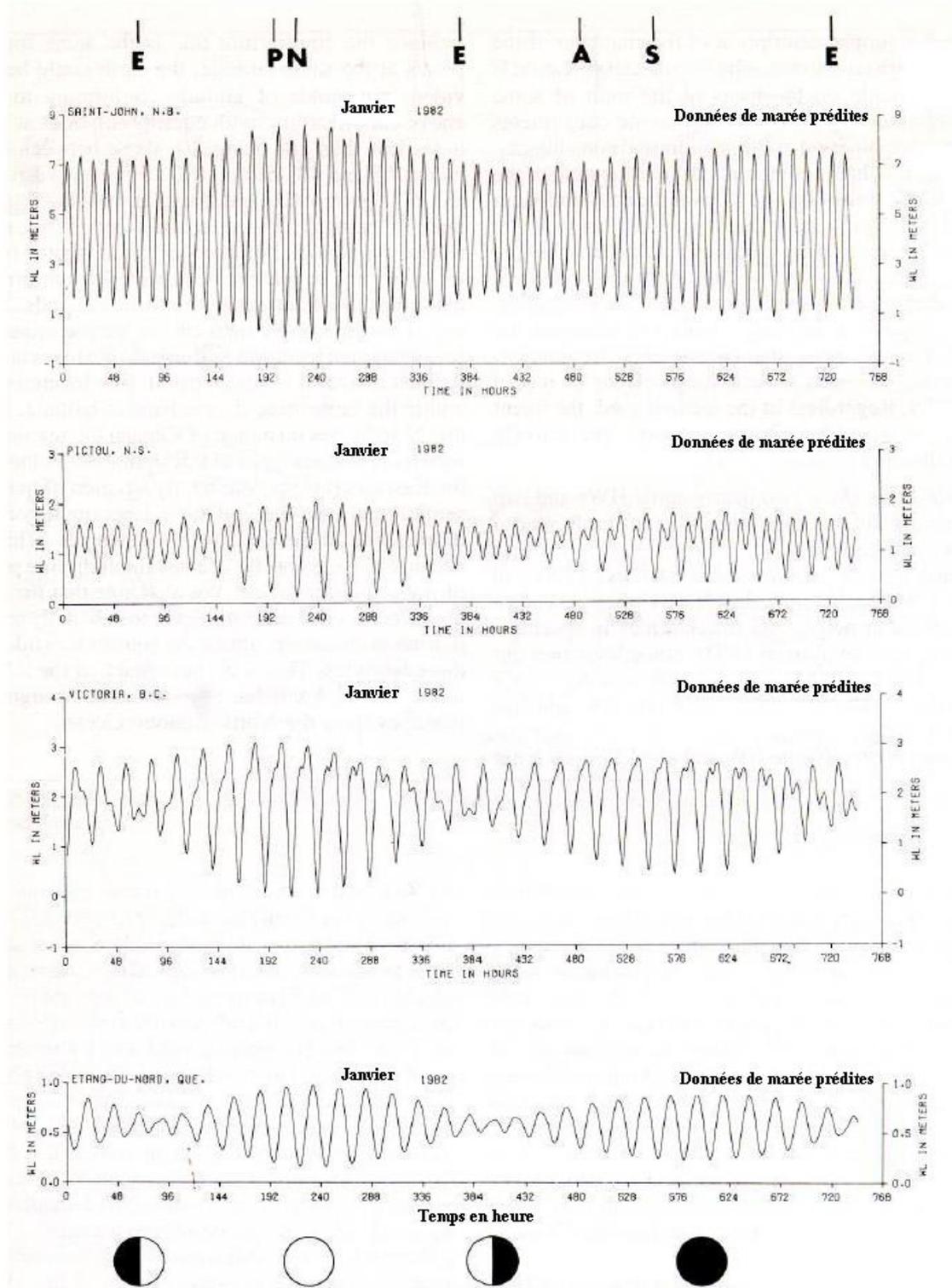


Fig. 5.7

Pour distinguer les deux marées de la journée, des qualificatifs leur ont été donnés : les marées hautes sont appelées « *pleines mers supérieures* » et « *pleines mers inférieures* » tandis que les marées basses prennent les noms de « *basses mers inférieures* » et « *basses mers supérieures* » (voir figure 5.6), ce qui correspond respectivement aux abréviations anglaises HHW, LHW, LLW et HLW. Pour la mesure de l'inégalité diurne, les termes « *inégalité de plein mer* » (DHQ pour *Diurnal High water ineQuality*) et « *inégalité de basse mer* » (DLQ) sont utilisés, le premier étant défini comme la différence entre les

moyennes des pleines mers supérieures et les moyennes des pleines mers, et le second comme la différence entre les moyennes des basses mers inférieures et les moyennes des basses mers.

L'examen de séries d'observations mensuelles, telles que les courbes de la figure 5.7, montre que l'inégalité diurne varie en amplitude en fonction de la déclinaison lunaire. Elle est minimale du 3^e au 5^e jour et du 18^e au 20^e jour, lorsque la Lune est voisine de l'équateur (E), puis maximale du 11^e au 13^e jour et du 25^e au 27^e jour lorsque la Lune est à sa déclinaison maximale nord (N) ou sud (S).

2.1.2.4 Effets de côtes et de bassins océaniques

Bien que les ondes de marée soient générées principalement par la Lune et le Soleil, les dimensions et la forme des bassins océaniques déterminent souvent les caractéristiques de la marée. Par exemple, Pensacola qui n'est certainement pas près du pôle (mais dans une région qui, d'après la figure 5.5, devrait avoir exclusivement des marées diurnes) possède quand même un régime de marées diurnes. Dans le même registre, San Francisco et Hampton Roads qui sont pourtant à la même latitude ont des caractéristiques de marée différentes. De même que l'eau d'une baignoire peut être forcée à osciller d'un bord à l'autre, les mouvements de la marée dans une mer confinée peuvent être accentués par la période naturelle de résonance du bassin. L'océan Pacifique, qui accentue les composantes diurnes des marées, aura tendance à avoir des marées diurnes ou mixtes, tandis que l'Atlantique favorisera les composantes semi-diurnes. Un exemple plus localisé est le nord du Golfe de Mexique qui répond principalement aux composantes diurnes de la marée.

Le type prédominant de marée peut changer sur des distances relativement courtes. Par exemple, la côte est de Floride possède une marée semi-diurne, la plus grande partie de la côte ouest une marée mixte et le reste de la péninsule une marée diurne.

Certaines configurations des fonds et des côtes peuvent augmenter fortement le marnage. De même que les vagues se creusent et déferlent en arrivant sur une plage, l'onde marée augmente en hauteur lorsqu'elle rencontre des petits fonds ou est focalisée par la forme de la côte. L'observation des marnages des observatoires côtiers indique presque toujours une augmentation quand la marée entre dans une baie ou un bras de mer. Le bassin de Cook, en Alaska, qui a la forme d'un entonnoir et des fonds en pente dégradée en offre un bon exemple. Au fur et à mesure de sa progression le long du golfe d'Alaska, le marnage qui était d'environ 3 mètres à l'entrée augmente pour atteindre 10 mètres près d'Anchorage. Au-dessus d'Anchorage, dans le bras de Turnagain, le chenal rétrécit et devient de moins en moins profond. Lors des plus hautes marées, le flot remontant le bras de mer rencontre le jusant résiduel, formant un mur d'eau de près de 2 mètres. Un tel phénomène est connu sous le nom de *mascaret*. Les mascarets se produisent dans de nombreux fleuves ou estuaires du monde soumis à une grande amplitude de marée quand la configuration des côtes et des fonds s'y prête.

2.1.3 Variations du niveau de la mer non liées aux marées

Les variations du niveau de la mer observées le long des côtes ne sont pas dues seulement aux marées mais résultent également d'autres forces intervenant à d'autres échelles de temps. Aux plus hautes fréquences, le niveau de la mer peut être affecté par les tsunamis, les seiches et les ondes de tempête. Les vents locaux et les changements de pression barométrique peuvent exercer une grande influence, surtout dans les eaux peu profondes. Les vents soufflant du large et les basses pressions barométriques causeront généralement des surcotes par rapport aux niveaux prédits alors que les vents de Terre et les hautes pressions auront l'effet inverse. Les systèmes météorologiques saisonniers très marqués auront des effets sur les niveaux mensuels. Les oscillations d'*El Niño* (*El Niño Southerly Oscillation – ENSO*) affectent les niveaux moyens mensuels dans l'océan Pacifique de manière particulièrement sensible. Des phénomènes à court terme ou saisonniers se rencontreront aussi dans les estuaires sujets à de forts courants de vidange provoqués par l'écoulement naturel des bassins versants ou par le délestage des barrages en amont. Les Grands Lacs sont sensibles aux cycles d'évaporation annuelle et aux gains ou pertes de volume d'eau. Les variations saisonnières de circulation océanique et les singularités des tourbillons peuvent affecter également les hauteurs d'eau à la côte. Selon l'échelle spatiale des phénomènes météorologiques, les effets peuvent être observés dans les grands bassins océaniques, à

l'échelle régionale ou locale. L'hydrographe doit être informé de ces facteurs lors de la préparation et de la conduite des levés afin de distinguer, dans la mesure des hauteurs d'eau, les écarts dus à des causes naturelles et ceux liés au mauvais fonctionnement des marégraphes.

2.1.4 Marée et niveaux de référence

L'hydrographe doit être capable de rapporter les profondeurs mesurées à une référence commune, ou *datum*, indépendamment de l'état de la marée ou du niveau de la mer à l'époque du sondage. Le niveau de référence vertical à partir duquel sont comptées, positivement vers le nadir, les sondes portées sur les cartes marines, et positivement vers le zénith, les hauteurs de marée, s'appelle « zéro hydrographique » ou « zéro des cartes marines ». La plupart des zéros hydrographiques liés à la marée sont calculés sur une période spécifique de 19 ans. Cette période évoquée au § 2.1.2.2 est importante en raison de la modulation des composantes lunaires par la variation à long terme de l'orientation du plan de l'orbite lunaire appelé précession des nœuds.

Le niveau de référence auquel toutes les sondes d'un levé hydrographique sont rapportées est connu sous le nom de « niveau de réduction des sondes » ou « zéro des sondes »*. Aux États-Unis, les basses mers inférieures moyennes (*Mean Lower Low Water - MLLW*) sont utilisées comme zéro des cartes et zéro des sondes dans les eaux côtières. Ces zéros sont calculés à partir des observations de marée réalisées pendant la période de 19 ans s'étendant de 1983 à 2001 dite NTDE (*National Tidal Datum Epoch*), période qui peut être mise à jour après analyse des changements relatifs des niveaux moyens (cf. § 2.2.8.2). Certains zéros des cartes peuvent aussi être extrapolés à partir d'analyses harmoniques d'observations et de prédictions de marées réalisées sur une période de 19 ans. Au Canada, le zéro des cartes correspond aux basses mers inférieures de vive-eau (*Lower Low Water, Large Tide - LLWLT*) qui est plus bas que le niveau des plus basses mers normales (*Lower Normal Tide - LNT*) anciennement utilisé. Les cartes marines britanniques utilisent maintenant, comme la France depuis longtemps, « la basse mer astronomique extrême » (*Lowest Astronomical Tide - LAT*) » basée sur une prédiction couvrant une période de 19 ans. La LAT est déterminée par analyse harmonique des observations en un lieu donné, suivie d'une prédiction de la plus basse mer pendant la période de 19 ans utilisant les constantes harmoniques résultantes. L'usage de la LAT a été adopté par l'OHI. L'analyse harmonique a également été utilisée pour déterminer d'autres zéros des cartes, tels que la Basse mer moyenne de vive-eau (*Mean Low Water Springs - MLWS*) ou encore la Basse mer de vive-eau des Indes (*Indian Spring Low Water - ISLW*) qu'on trouve sur quelques-unes des cartes marines les plus anciennes du Service hydrographique du Royaume-Uni (UKHO). Les MLWS et les ISLW sont déduites des niveaux moyens locaux par soustraction de la somme des amplitudes des principales constantes harmoniques.

Dans les régions où les marées sont faibles ou nulles, d'autres *datums* sont utilisés. En Mer Noire, le niveau moyen fournit la référence. Dans les Grands lacs, le Canada et les États-Unis utilisent une référence fixe calée sur les basses eaux (*Low Water Datum - LWD*), différente pour chaque lac et basée sur les analyses des moyennes mensuelles en périodes de basses eaux. Dans les lagunes et les baies des États-Unis où se fait la transition entre les marées et l'absence de marée, le zéro hydrographique des basses eaux (LWD) est déterminé par soustraction de 0,2 m du niveau moyen local, déterminé par observations et ajusté sur une période de 19 ans.

Il existe aussi toute une variété de zéros locaux pour les estuaires soumis à la marée. Aux États-Unis, certains zéros des cartes sont calculés à partir de mesures effectuées pendant les périodes d'étiage d'une certaine durée et sont conservés tels quels par la suite pour des raisons de stabilité cartographique. Par exemple, les zéros hydrographiques des rivières Hudson et Columbia sont dérivés des MLLW calés sur les observations effectuées pendant les périodes d'étiage annuelles.

* NdT : Le zéro des sondes est en principe identique au zéro hydrographique (cf Dictionnaire hydrographique S-32 5^{ème} édition – Art. 1225). Il peut cependant subsister une ambiguïté dans le cas du levé d'une zone jamais hydrographiée où le directeur technique est contraint d'adopter un zéro provisoire pour la réduction des sondages. Après analyse des observations de marée, ce zéro des sondes est modifié ; il devient alors le zéro hydrographique.

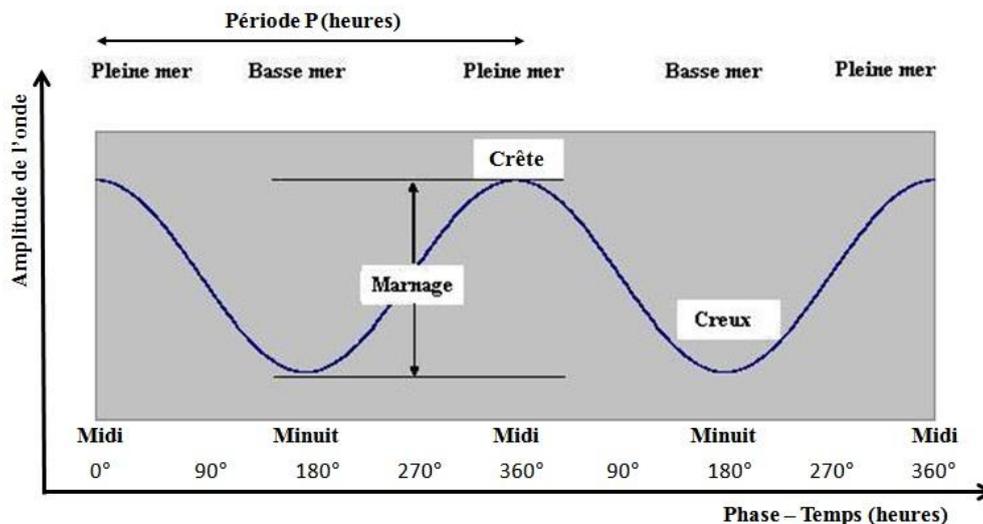
Le niveau de référence est un plan local coté qui ne s'applique que dans les zones pour lesquelles des mesures de hauteur d'eau ont été effectuées. Qu'il soit situé ou non dans une zone soumise aux marées, ce plan est toujours rattaché au nivellement terrestre par cheminement entre l'observatoire de marée et le réseau de repères de nivellement. Les procédures de calcul pour la détermination du zéro hydrographique seront décrites ultérieurement.

Les zéros hydrographiques sont complètement différents des références géodésiques verticales. Actuellement les États-Unis et le Canada utilisent le Système de référence altimétrique nord-américain de 1988 (*North American Vertical Datum - NAVD 88*) et le Système international des Grands Lacs de 1985 (*International Great Lakes Datum - IGLD 1985*) pour les besoins géodésiques. Les relations entre le NAVD 88 (ou l'IGLD 85) et les niveaux moyens locaux varient énormément d'un lieu à l'autre. En réalité, il est impossible de passer d'un zéro hydrographique en un lieu donné à un autre par simple nivellement géodésique sans prendre en considération les conditions locales de la marée. Cependant, le réseau géodésique permet d'établir la relation entre les différents repères de marée d'Amérique du Nord et le système de référence vertical. Ce dernier peut alors être utilisé pour retrouver, par nivellement topographique ou par GPS, les zéros hydrographiques locaux quand les repères de marée ont disparu.

2.1.5 Analyse harmonique et prédiction de la marée

Chaque composante de la marée décrite auparavant peut être représentée par une sinusoïde telle que schématisée à la figure 5.8. L'axe horizontal représente le temps et l'axe vertical l'amplitude de la force génératrice. Les crêtes représentent les maximums d'amplitude et les creux les minimums. Par exemple, sur la figure 5.8 qui est relative au système Soleil-Terre, le midi avec le Soleil à la verticale correspond à la première crête. Six heures plus tard l'onde passe par un minimum. Un deuxième maximum se produit à minuit avec une deuxième crête, suivi par un deuxième creux à l'aube et retour vers la crête originale à midi.

Chacune des forces génératrices de la marée, connue sous le nom de composante de la marée ou d'onde de marée, peut être représentée par une sinusoïde. Par exemple la composante ci-dessus est la composante semi-diurne solaire principale ; elle est associée au symbole alphanumérique S_2 où S représente le Soleil. On associera de même au symbole M_2 la composante semi-diurne lunaire principale, M désignant la Lune. L'indice « 2 » signifie qu'il y a deux cycles complets pour chaque cycle astronomique, c'est à dire que les composantes sont semi-diurnes. Par ailleurs, les composantes sont caractérisées par leur période P (temps séparant deux mêmes extremums) ; ainsi la période de S_2 est-elle de 12 heures solaires ; celle de M_2 est de 12,42 heures solaires.



From S. Hicks (2004)

Fig. 5.8 « Onde de marée »

Chaque composante est souvent décrite par sa vitesse angulaire (ou fréquence, en degrés par heure). La sinusoïde étant divisée en 360° (de crête à crête), la vitesse angulaire n de la composante est $360^\circ/P$. Pour S_2 , $n = 360^\circ/12,00 = 30^\circ/\text{heure}$; pour M_2 , $n = 360^\circ/12,42 = 28,984^\circ/\text{heure}$.

Il y a un nombre infini de composantes pour décrire la plupart des perturbations dues aux mouvements relatifs du Soleil, de la Lune, et de la Terre (y-compris les distances et la déclinaison), mais les effets résiduels des composantes au-delà de la 37° environ sont extrêmement faibles pour la plus grande partie des côtes des États-Unis. Cependant, dans les régions complexes influencées par les marées d'estuaires, telles qu'Anchorage en Alaska et Philadelphie en Pennsylvanie, il faut plus de cent composantes pour décrire convenablement la courbe de marée. Les composantes supplémentaires sont des artifices de calcul qui combinent les composantes fondamentales diurnes et semi-diurnes pour produire des termes à haute fréquence (de 3 à 13 cycles par jour) introduits afin de décrire les effets non linéaires des frottements sur le fond dans les eaux peu profondes.

Les représentations des divers paramètres astronomiques et la détermination de leurs périodes et vitesses angulaires sont essentielles pour comprendre les techniques de l'analyse harmonique. Le développement des composantes utilisées pour décrire les frottements, les eaux peu profondes et les influences complexes agissant sur la marée n'est pas inclus dans ce chapitre.

La composante semi-diurne **principale solaire** S_2 représente la rotation, rapportée au Soleil, de la Terre autour de son axe. En 24 heures solaires moyennes, la Terre tourne de 360° , soit une vitesse angulaire de l'ordre de $360^\circ/24 = 15^\circ/\text{h}$. Cependant, le maximum de force génératrice se produit à midi sous le Soleil et à minuit du côté opposé, aussi la période (entre maximums) de la composante est-elle de 12 heures solaires moyennes et la vitesse angulaire de S_2 est $360^\circ/12 = 30^\circ/\text{heure}$.

La composante semi-diurne **principale lunaire** M_2 représente la rotation, rapportée à la Lune, de la Terre autour de son axe. Comme la Lune progresse vers l'est, il lui faut 24,8412 heures solaires moyennes pour qu'elle retrouve la même position et comme il y a également deux maximums pendant une journée lunaire, la période moyenne n'est que de 12,4206 heures solaire et la vitesse de l'onde M_2 est égale à $360^\circ/12,4206 = 28,984^\circ/\text{heure}$.

Le passage en phase de S_2 et M_2 (alignement des maximums) et leur passage en opposition (alignement du maximum de l'un avec le minimum de l'autre) produisent respectivement la vive-eau et la morte-eau (figure 5.3). Les marées de vive-eau se produisent lors de la pleine Lune et de la nouvelle Lune alors que les marées de morte-eau se produisent lors du premier et du dernier quartier. La révolution de la Lune autour de la Terre relativement au Soleil, appelée mois synodique ou lunaison, se fait en 29,5306 jours. Du fait des deux maximums, il se produit une marée de vive-eau tous les $29,5306/2 = 14,765$ jours, suivie par une marée de morte-eau 7,383 jours plus tard.

Les composantes semi-diurnes **majeure elliptique lunaire** N_2 et **mineure elliptique lunaire** L_2 sont conçues pour simuler le cycle de passage à deux périgées consécutifs (mois anomalistique). Ce sont des composantes entièrement artificielles contrairement à S_2 et à M_2 qui sont en relation directe avec l'enveloppe luni-solaire des forces génératrices de la marée. Le mois anomalistique vaut 27,5546 jours, soit 661,31 heures solaires moyennes et la vitesse du périgée est donc $360^\circ/661,31 = 0,544^\circ/\text{h}$. Comme le phénomène est lié à la Lune et que la vitesse de M_2 est de $28,984^\circ/\text{h}$, les vitesses angulaires des composantes N_2 et L_2 sont par conséquent :

$$\begin{aligned} N_2 : & \quad 28,984 - 0,544 = 28,440^\circ/\text{h}. \\ L_2 : & \quad 28,984 + 0,544 = 29,528^\circ/\text{h}. \end{aligned}$$

Ainsi, quand N_2 et L_2 sont en phase chaque mois anomalistique, ils s'ajoutent à M_2 pour simuler la proximité de la Lune (périgée). 13,7773 jours plus tard, N_2 et L_2 sont en opposition et simulent alors son éloignement (apogée).

La composante diurne de **déclinaison luni-solaire K_1** et la composante diurne **principale lunaire O_1** sont aussi des composantes artificielles conçues pour simuler le cycle de passage à deux déclinaisons identiques consécutives de la Lune. Ce cycle se produit tous les 27,3216 jours (mois tropique) soit 655,72 heures solaires moyennes ; il est le même pour les déclinaisons nord et sud, le passage d'un extrême à l'autre se faisant en $655,72/2 = 327,86$ heures et la vitesse angulaire qui s'ajoute ou se retranche à celle de M_2 étant alors de $360^\circ/327,86 = 1,098^\circ/\text{h}$. Comme le maximum ne se produit qu'une fois par jour, les vitesses angulaires des composantes K_1 et O_1 seront divisées par 2 :

$$\begin{aligned} K_1 : & (28,984 + 1,098)/2 = 15,041^\circ/\text{h}. \\ O_1 : & (28,984 - 1,098)/2 = 13,943^\circ/\text{h}. \end{aligned}$$

Ainsi, quand K_1 et O_1 sont en phase, tous les 13,6608 jours (soit la moitié des mois tropiques rapportés à l'équinoxe du printemps), ils s'ajoutent à M_2 pour simuler la déclinaison maximale de la Lune vers le nord ou vers le sud. Ils expliquent l'inégalité diurne due à la Lune (les deux marées hautes et/ou les deux marées basses quotidiennes inégales) et dans le cas extrême, les marées diurnes (une pleine mer et une basse mer quotidienne).

La composante diurne de **déclinaison luni-solaire K_1** , et la composante diurne **principale solaire P_1** , sont conçues pour simuler le cycle de passage à deux déclinaisons identiques consécutives du Soleil. Ce cycle se produit tous les 365,2422 jours (année tropique) soit 8 765,81 heures solaires moyennes ; il est le même pour les déclinaisons nord et sud, le passage d'un extrême à l'autre se faisant en $8\,765,81/2 = 4\,382,91$ heures et la vitesse angulaire qui s'ajoute ou se retranche à celle de S_2 étant alors de $360^\circ/4\,382,91 = 0,082^\circ/\text{h}$. Comme le maximum ne se produit qu'une fois par jour, les vitesses des constituantes K_1 et P_1 seront divisées par 2 :

$$\begin{aligned} K_1 : & (30,000 + 0,082)/2 = 15,041^\circ/\text{h}. \\ P_1 : & (30,000 - 0,082)/2 = 14,959^\circ/\text{h}. \end{aligned}$$

Ainsi, quand K_1 et P_1 sont en phase tous les 182,62 jours (soit la moitié de l'année tropique comptée à partir de l'équinoxe du printemps), ils s'ajoutent à S_2 pour simuler la déclinaison maximale nord ou sud du Soleil. Ces composantes contribuent aussi à l'inégalité diurne.

Les amplitudes théoriques relatives des différentes composantes sont également intéressantes. Cependant, on doit se souvenir qu'elles sont calculées à partir des forces génératrices et ne sont pas nécessairement celles de la marée observée. Elles sont basées sur la valeur de M_2 , qui est habituellement la composante dominante. Les amplitudes relatives des composantes, exprimées en % par rapport à M_2 , en regard de leurs périodes ($360^\circ/\text{vitesse}$), sont :

M_2	100	12,42 h.
S_2	46	12,00 h.
O_1	41	25,82 h.
K_1	40	23,93 h.
N_2	20	12,66 h.
P_1	19	24,07 h.
L_2	03	12,19 h.

2.1.5.1 Analyse harmonique

Le processus mathématique consistant à déterminer une composante à partir d'une période suffisamment longue d'observations est appelée « analyse harmonique ». Généralement, une année d'observations est souhaitable mais un mois peut fournir des résultats adéquats quand les marées semi-diurnes sont dominantes. Aux États-Unis, les analyses sont exécutées normalement pour 37 composantes bien que nombre d'entre elles aient des valeurs insignifiantes en plusieurs endroits.

L'analyse harmonique d'une série chronologique d'observations permet de déterminer deux valeurs

pour chaque composante de la marée. La première est l'amplitude, ou distance verticale entre le niveau moyen et la crête de la sinusoïde ; la seconde est le décalage en phase, ou époque. Le décalage en phase est le temps écoulé entre l'événement astronomique et le premier maximum de la composante correspondante. Ce décalage est exprimé habituellement en degrés sur la sinusoïde complète (360°) de la composante. Ces deux valeurs sont connues sous le nom de **constantes harmoniques** et sont illustrées à la figure 5.9. Il faut souligner qu'elles sont spécifiques du lieu où elles ont été observées. Les composantes harmoniques sont considérées comme constantes alors que dans la réalité, elles ne le sont pas totalement car les valeurs calculées sont affectées par le bruit du signal, la durée des observations, etc. Les constantes utilisées sont considérées comme les meilleures approximations des valeurs réelles, quoiqu'inconnues. Quand une modification de la topographie intervient, qu'elle soit naturelle ou non, telle qu'un projet d'infrastructure, dragage ou construction d'épi, phénomène d'érosion ou d'engrèvement, etc. une nouvelle analyse harmonique doit être exécutée.

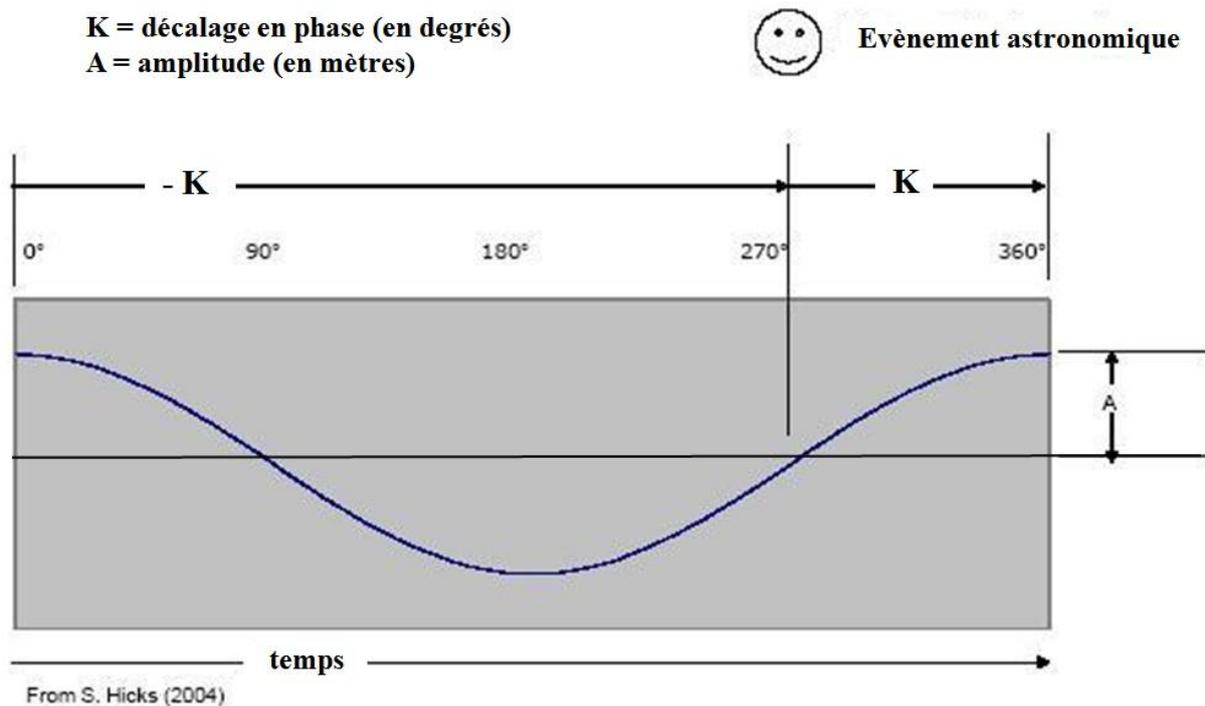


Fig. 5.9 « Amplitude et décalage en phase d'une composante harmonique »

2.1.5.2 Prédiction de la marée

Pour prédire la marée, pendant une année par exemple, il est nécessaire de connaître les constantes harmoniques (amplitudes et phases) pour chaque port où les prédictions sont demandées. Celles-ci sont obtenues par analyse harmonique en chaque zone comme décrit ci-dessus. Les ajustements sont calculés à partir des configurations astronomiques du début de l'année. Pour une composante donnée, le premier maximum de chaque sinusoïde suivant un événement astronomique est obtenu en ajoutant la constante de décalage en phase. L'amplitude de chaque sinusoïde est celle de l'analyse harmonique.

Après addition de toutes les amplitudes pour toutes les heures de l'année, on aboutit à une courbe résultante très semblable en forme et en dimension aux marégrammes observés.

Les heures et les hauteurs des pleines mers et des basses mers sont listées dans les annuaires de marée pour l'année suivante. Le grand nombre de prédictions contenues dans ces annuaires est réalisé en appliquant les corrections aux lieux dont les constantes harmoniques ont été déterminées, dits ports de

référence ; elles s'appliquent également aux ports secondaires (sans constantes harmoniques) qui sont raccordés aux ports de référence avoisinants par des formules empiriques.

Le type de marée en un lieu donné est largement fonction des déclinaisons du Soleil et de la Lune qui varient constamment. Il en résulte que les marées changent tous les mois et toute l'année en de nombreux endroits. Il existe un système de classification plus rigoureux utilisant le rapport suivant des amplitudes des principales composantes en chaque zone :

$$\frac{K1 + O1}{M2 + S2}$$

Quand ce ratio est inférieur à 0,25, la marée est classée comme semi-diurne ; quand il est compris entre 0,25 et 1,5 la marée est semi-diurne à inégalités diurnes ; quand il est compris entre 1,6 et 3, la marée est mixte et quand il est supérieur à 3, elle est diurne.

La variation bimensuelle de l'inégalité diurne peut être expliquée en observant la combinaison des composantes diurnes et semi-diurnes de la marée représentées sur la figure 5.10. La composante semi-diurne est représentée par des tirets noirs et la composante diurne par un trait continu violet. Il apparaît clairement que la marée résultante en trait continu bleu est la somme des deux composantes.

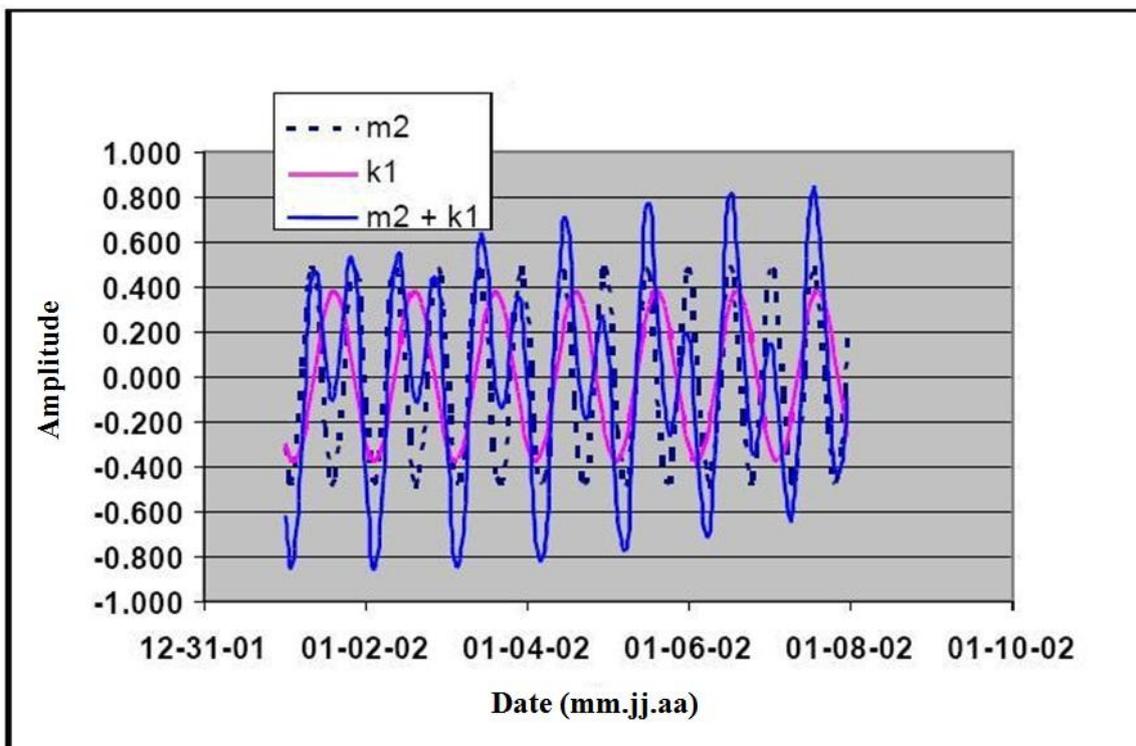


Fig. 5.10 « L'inégalité diurne expliquée par la somme des composantes diurnes et semi-diurnes »

Les marnages relatifs des deux composantes, ainsi que leurs époques en tous points, dépendent non seulement de l'amplitude relative et de la phase des forces génératrices de la marée, mais aussi des caractéristiques hydrodynamiques du bassin. Pour cette dernière raison, une même force de marée peut générer des composantes diurnes et semi-diurnes différentes en temps et en amplitude selon les zones. La figure 5.10 représente un cas simple de marée semi-diurne à forte inégalité diurne où les marnages des deux composantes sont voisins, mais où les heures relatives et les amplitudes des pleines mers et des basses mers résultantes varient selon que les deux composantes sont en phase ou non. Dans la partie gauche du diagramme où les minimums des deux composantes sont en phase, l'inégalité se manifeste surtout aux basses mers tandis que dans la partie droite où ce sont les maximums des composantes qui sont en phase, l'inégalité se manifeste au niveau des pleines mers. Enfin, pour la partie intermédiaire où les deux composantes passent par le niveau moyen au même moment,

l'inégalité se manifeste autant sur les pleines mers que sur les basses mers. Ce diagramme est représentatif des trois subdivisions qui caractérisent les inégalités diurnes.

Pour les marées réelles, non seulement les époques des composantes évoluent différemment mais il en est de même pour leurs marnages respectifs. En se référant au diagramme 5.10, si le marnage de la composante semi-diurne (en tiretés) demeurait sans changement alors que celui de la composante diurne (en trait continu violet) augmentait, on remarquerait que la pleine mer inférieure deviendrait plus basse tandis que la basse mer supérieure deviendrait plus haute. Quand le marnage de la composante diurne devient le double de celui de la composante semi-diurne, la pleine mer inférieure et la basse mer supérieure deviennent égales en hauteurs et produisent une marée évanescence. Le marnage de la composante diurne augmentant de plus en plus, il finira par ne plus y avoir qu'une seule pleine mer et une seule basse mer par jour, c'est-à-dire une marée diurne. En combinant les effets de phase et de marnage, on constate que si l'amplitude de la composante diurne est inférieure à deux fois celle de la composante semi-diurne, il y aura deux pleines mers et deux basses mers chaque jour ; si le marnage diurne est compris entre deux et quatre fois celui de la composante semi-diurne, il peut y avoir deux pleines mers et deux basses mers quotidiennes, ou une seule de chaque ; si le marnage diurne dépasse quatre fois le semi-diurne, il n'y aura plus qu'une pleine mer et une basse mer par jour.

Il convient enfin de noter que les amplitudes des deux forces diurnes et semi-diurnes varient au cours du mois, la première étant plus grande aux déclinaisons maximales nord et sud, alors que la seconde est au maximum lorsque la Lune est au-dessus de l'équateur. En conclusion, en un lieu donné, la marée est sujette à toutes sortes d'inégalités, quelle que soit la quinzaine.

En réalité, il y a plus de 70 composantes qui se combinent pour produire la marée résultante. Parmi celles-ci, il y a quatre composantes semi-diurnes majeures et trois composantes diurnes majeures qui se combinent entre elles pour produire la marée résultante représentée à la figure 5.11.

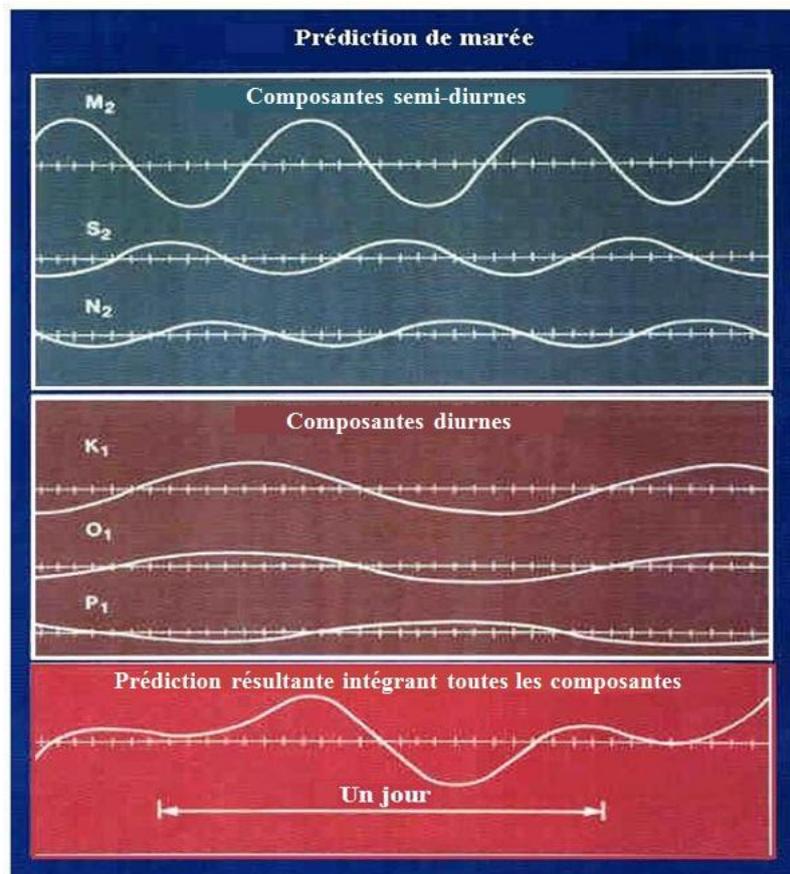


Fig. 5.11

Chaque composante dépend du mouvement de la Terre, de la Lune ou du Soleil ou d'une combinaison des trois. Les plus importantes de ces composantes effectuent leur cycle en un mois et toutes, sauf les plus insignifiantes, le complètent approximativement en 18,6 ans. La durée d'observation de 19 ans requise pour un observatoire de marée de référence est basée sur cette valeur. Un entier de 19 ans est préféré à la période des 18,6 ans de la précession des nœuds lunaires parce que les variations saisonnières sont souvent beaucoup plus grandes que certaines composantes astronomiques mineures.

2.2 Place des marées dans les levés hydrographiques

Les paragraphes qui suivent traitent de la réduction des sondes et des niveaux de référence dans un levé hydrographique. Cette réduction porte sur les aspects suivants :

- a. spécifications relatives à la marée et aux niveaux de réduction des sondes ;
- b. détermination préalable des zones de marée et des niveaux de réduction des sondes ;
- c. mise en œuvre et contrôle des observatoires de référence ;
- d. installation, mise en œuvre et démontage des observatoires secondaires ;
- e. contrôle de qualité des données marégraphiques, traitement, et mise en forme ;
- f. calcul du zéro hydrographique et récupération d'un zéro historique ;
- g. réduction des sondages bathymétriques.

2.2.1 Budget d'erreurs

La réduction des sondes au zéro hydrographique est une correction très significative, particulièrement dans les eaux peu profondes soumises à un marnage relativement important ; les erreurs qui lui sont associées ne dépendent généralement pas des profondeurs. La contribution de la réduction des sondes au bilan d'erreurs doit être examinée en regard des autres erreurs afin de s'assurer que le budget total des erreurs ne sera pas dépassé. Une contribution admissible de l'erreur de réduction des sondes au budget total des erreurs du levé pourrait être de 0,20 m à 0,45 m selon la complexité de la marée.

L'erreur totale imputable à la marée et à la réduction des sondes comporte :

- a. L'erreur de mesure du marégraphe/capteur et l'erreur de réduction des sondes au niveau de référence (Voir S-44 de l'OHI, 5^e édition 2008, Chapitre 3). L'erreur de traitement inclut l'interpolation de la marée au moment exact du sondage. Une valeur standard de l'erreur de traitement est de 10 cm (avec un degré de confiance à 95%).
- b. L'erreur de calcul due à l'application d'un premier algorithme de réduction des sondes et à l'extrapolation des observations de courte durée sur la période de 19 ans. Plus la durée des observations sera courte, moins précis sera le zéro de référence et plus grande l'erreur. De même, un mauvais choix d'observatoire de référence diminuera la précision. Le NOAA a conclu que l'erreur estimée, pour un niveau de référence établi sur un mois d'observations, est de 8 cm pour les côtes de l'Atlantique et du Pacifique et de 11 cm pour le Golfe de Mexique (avec un degré de confiance à 95%).
- c. L'erreur de traitement des zones de marée : ce traitement consiste à extrapoler ou à interpoler en chaque point de la zone levée les différences de temps et de marnage observés dans une ou plusieurs stations de référence connues. Plus l'extrapolation ou l'interpolation est grande, plus il y aura d'incertitudes et d'erreurs. Un ordre de grandeur standard pour une erreur de ce type est de l'ordre de 20 cm, avec un degré de confiance à 95%. Cependant, cette erreur peut facilement dépasser 20 cm si les caractéristiques de la marée sont complexes ou mal définies et si la marée est influencée par des facteurs météorologiques variables dans la zone du levé.

2.2.2 Spécifications relatives à la marée et aux niveaux de réduction des sondes

La planification des spécifications relatives à la marée et aux niveaux de référence pour un levé hydrographique nécessite de prendre en compte chacun des sept aspects cités au § 2.2. En vue de réaliser un levé complet incluant l'élaboration d'un produit final, cette planification implique :

- a) la détermination du budget d'erreur ;
- b) l'étude des caractéristiques de la marée et des niveaux de réduction des sondes ainsi que l'environnement météorologique et océanographique ;
- c) la détermination des observatoires de référence et des points de contrôle vertical existant dans la zone, la mise en place et l'entretien des observatoires temporaires, sans oublier le GPS différentiel et les rattachements au réseau géodésique ;
- d) la construction d'un diagramme de lignes cotidales ou d'égal marnage ;
- e) la mise au point d'une méthode opérationnelle d'acquisition de données, de contrôle de qualité, de traitement des données et de méthodes d'analyse ;
- f) l'adoption des zones de marée et des niveaux de réduction (zéro hydrographique) définitifs, la correction des sondes portées sur les minutes de bathymétrie et l'estimation du budget d'erreur final.

La planification du projet a pour objet de minimiser et d'équilibrer les sources potentielles d'erreurs en rationalisant la mise en œuvre des marégraphes, la répartition des observatoires et des durées d'observation et en choisissant les zones de marée en fonction des limites de la zone et de la durée du levé. Les limites pratiques dépendent des caractéristiques de la marée et de la configuration de la côte pour l'installation et la mise en œuvre des marégraphes.

L'hydrographe doit organiser les travaux de façon à obtenir des observations marégraphiques précises et continues. Toute interruption de la série de mesures affecte la réduction des sondes et le modèle de marée qui devra être complété par interpolations. Si en un emplacement critique pour le levé, la marée ne peut pas être transmise ou enregistrée, un marégraphe indépendant de secours ou un système redondant de recueil des hauteurs d'eau devra être mis en œuvre pendant les travaux.

Les emplacements des marégraphes doivent être sélectionnés de façon à répondre à deux critères. Premièrement, le réseau d'observatoires doit être suffisamment dense et bien réparti pour décrire convenablement le régime de la marée dans la zone à sonder. Deuxièmement, les sites spécifiés doivent permettre d'effectuer des mesures précises sur toute l'étendue du marnage.

La densité et la distribution des marégraphes doit être adaptée aux variations des hauteurs d'eau (normalement dues à la marée) dans la zone du levé. La sensibilité des enregistrements doit permettre de mesurer toute variation de 10 cm dans les zones où le marnage est ≤ 3 m, 20 cm dans les zones où il dépasse 3 m et de déterminer des intervalles de temps de 0,3 heure.

Pour la détermination des besoins, les caractéristiques de la marée doivent être évaluées dans leur contexte géographique général. Les régimes de marée et les changements de types (semi-diurne, diurne ou mixte) sont analysés. Le déplacement de l'onde marée et sa force sont évalués en fonction des caractéristiques météorologiques locales et saisonnières. Les transitions intertidales sont particulièrement importantes car la détermination des basses eaux dans les zones non soumises à l'influence de la marée font l'objet d'un traitement particulier.

On passe ensuite au contexte géographique local. La marée subit des changements complexes dans les chenaux étroits, les petits-fonds étendus et les passages resserrés. Les lagunes peuvent connaître un phénomène de *cutoff* lors de la baissée et le débit constant des fleuves affecte la marée à tous les stades. Dans les golfes peu profonds sujets à un faible marnage, le vent joue un rôle important et affecte la marée en temps et en hauteur. Il en est de même pour les plateaux ou le long des côtes bordées par des eaux peu profondes. Les interventions humaines, telles que digues, dragages, barrages, levées, prises d'eau, opérations de déversements, etc., peuvent aussi avoir des impacts significatifs.

Ces analyses étant faites, les emplacements approximatifs des marégraphes sont identifiés. Des stations sont normalement implantées de part et d'autre des obstacles significatifs à la progression de l'onde marée, à intervalles réguliers dans les zones de petits-fonds et dans les étranglements d'estuaires, à la limite des zones navigables et hydrographiées des fleuves et des cours d'eau, des deux côtés des limites des zones sujettes ou non à la marée et des transitions entre types diurnes, mixtes ou semi-diurnes. Les marégraphes sont généralement implantés à la périphérie de la zone à lever afin d'éviter les extrapolations. Quand le levé concerne un chenal à peine plus profond que les tirants d'eau

des navires qui l'empruntent, les hauteurs d'eau fournies par un unique marégraphe côtier peuvent être insuffisantes pour une réduction précise des sondes et il peut être souhaitable d'installer un marégraphe supplémentaire à l'ouvert. Une certaine redondance est normalement assurée de telle sorte que la zone du levé soit couverte par deux marégraphes au moins. Cette redondance facilite les interpolations et offre une sécurité en cas de mauvais fonctionnement de l'un des marégraphes

Dans de nombreux cas, les sources historiques peuvent aider à la planification de la couverture marégraphique. Les informations sur les observatoires principaux et secondaires ainsi que sur les données marégraphiques recueillies lors des levés précédents fournissent de bonnes indications sur le nombre et l'emplacement des marégraphes nécessaires pour le nouveau levé. Quand l'information historique fait défaut, le responsable de la planification doit estimer les besoins en analysant les données des régions environnantes présentant des caractéristiques physiques similaires. Dans de tels cas, il vaut mieux surévaluer le nombre de marégraphes plutôt que d'être incapable de couvrir la totalité de la zone du levé car les sondages acquis avec un contrôle insuffisant des hauteurs d'eau ne peuvent pas être corrigés avec les données de marégraphes implantés après coup.

2.2.3 Détermination préalable des zones de marée et des niveaux de réduction des sondes.

Le découpage en zones de marée ayant un même zéro hydrographique est un outil pour l'interpolation ou l'extrapolation des variations de hauteurs d'eau à partir des observations des marégraphes proches de la zone du levé. Parfois, l'interpolation ou l'extrapolation n'est pas nécessaire et les réductions peuvent être observées directement sur un marégraphe calé sur le zéro hydrographique, mais dans la plupart des cas, les stations existantes ne sont pas assez proches de la zone du levé ; ou il n'est pas réaliste d'implanter suffisamment de marégraphes pour fournir un contrôle direct en chaque endroit. Les erreurs d'interpolation et d'extrapolation doivent être analysées en regard du budget d'erreur total. Plus il y aura de marégraphes dans la zone, moins grande sera l'erreur de découpage en zones de marée, mais plus coûteux et logistiquement complexes seront les travaux.

Tout schéma de découpage en zones de marée nécessite une étude océanographique de la variation du niveau de la mer dans la région du levé. Dans les régions soumises aux marées, une carte de lignes cotidales en fonction du temps et du marnage est construite à partir des données historiques, de modèles hydrodynamiques et d'autres sources d'information. En se basant sur la rapidité de progression de l'amplitude et du marnage dans la région du levé, on utilise les lignes cotidales pour définir des zones discrètes présentant les mêmes caractéristiques de temps et de marnage. Une fois la carte construite, des corrections de temps et d'amplitude peuvent être appliquées aux différents points situés entre les marégraphes implantés dans la zone.

Les techniques décrites ci-dessus doivent fournir des algorithmes de correction dans le voisinage des marégraphes. Il arrivera cependant que certaines parties de la zone du levé se trouveront entre deux observatoires de marées différentes ; les algorithmes de correction de ces zones intermédiaires devront alors être interpolés, ce que le découpage doit permettre de faire. À défaut d'un tel découpage, ou si celui-ci est inadapté, l'hydrographe devra établir des cartes de lignes cotidales et d'iso-marnage à partir des données observées au préalable.

Une carte cotidale représente les lieux des points où la marée se produit à la même heure ; le tracé en cours de levé représentera les lignes reliant les points où les pleines mers et basses mer se produisent à des intervalles de temps donnés par rapport à l'heure de la marée de l'observatoire de référence.

Par analogie, les cartes d'isomarnage représentent les lignes d'égale amplitude caractérisées par un même écart par rapport à l'observatoire de référence. Ce rattachement aux observatoires de référence facilite la préparation des algorithmes de réductions des sondages. Les figures 5.12 et 5.13 sont des exemples de cartes de lignes cotidales et d'isomarnage établies pour un levé fictif.

Carte de lignes cotidales : Elles sont construites généralement au moyen d'un SIG. L'exemple de la figure 5.12 est une méthode manuelle simple destinée à illustrer les principes de construction. Pour dresser une carte cotidale, l'hydrographe commence par porter sur une minute de la région du levé les observatoires de référence ainsi que les marégraphes secondaires, tertiaires et de courte durée. Les meilleurs résultats sont obtenus quand la zone à lever est située à l'intérieur d'un triangle équilatéral

ou d'un quadrilatère formée par les marégraphes. On note en chaque station le décalage de temps entre l'arrivée de la pleine mer ou de la basse mer et celles de l'observatoire de référence.

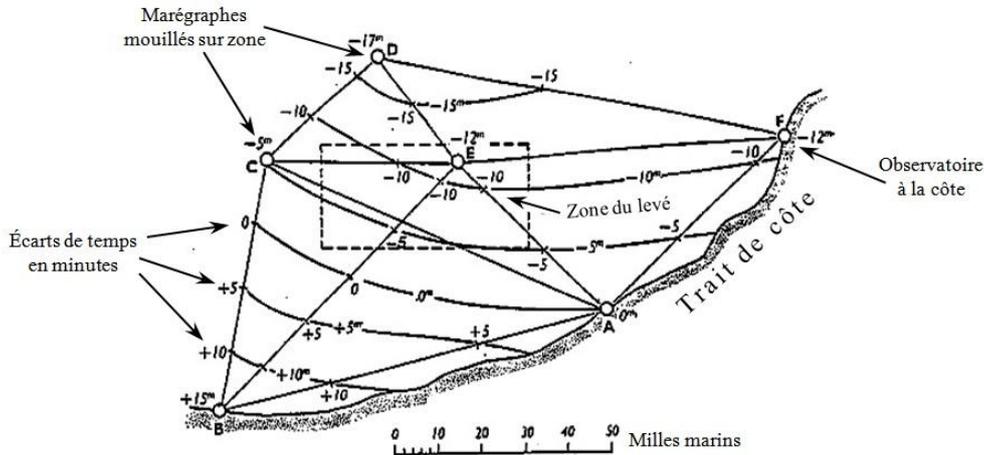


Fig. 5.12 « Construction d'une carte de lignes cotidales »

Les stations adjacentes et opposées sont reliées par des droites sur lesquelles sont portés les intervalles de temps choisis en fonction du marnage et de la précision de réduction recherchée, 5 à 10 minutes dans la plupart des cas. Les lignes correspondant aux mêmes intervalles sont tracées en continu. Quand deux points interpolés sont en conflit, la préférence est donnée à la ligne la plus courte et aux courbes qui coupent les droites le plus perpendiculairement possible. Dans de nombreux cas, les zones sont trop complexes pour une interpolation aussi simple que celle décrite ci-dessus et les cartes cotidales doivent être construites par un océanographe à l'aide d'un SIG.

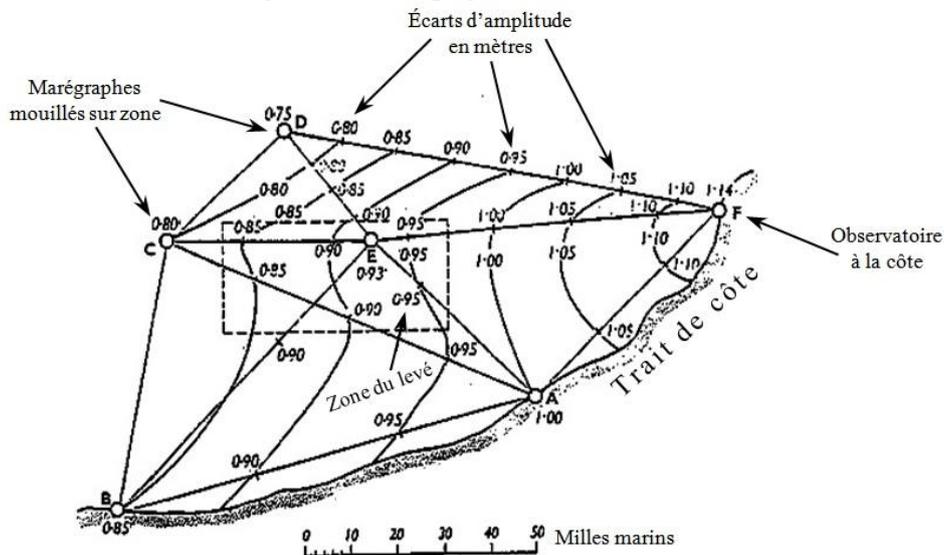


Fig. 5.13 « Construction d'une carte de lignes d'isomarnage »

Cartes de lignes d'isomarnage : Comme le montre la figure 5.13, ces cartes ressemblent à des cartes cotidales sur lesquelles les lignes tracées indiquent des différences de marnage par rapport aux observatoires de référence, selon un espacement de 5 à 10 cm. Les lignes d'isomarnage sont dessinées entre les graduations interpolées sur chaque droite, comme pour les lignes cotidales.

Carte de zones de marée : Les cartes de zones de marée sont construites par superposition des cartes de lignes cotidales sur celles des lignes d'isomarnage. Elles permettent à l'hydrographe d'accéder en chaque point aux corrections de temps et de marnage à appliquer aux temps et aux hauteurs correspondantes de l'observatoire de référence. L'examen des figures 5.12 et 5.13 montre que les

lignes cotidales et les lignes d'isomarnage ne sont pas parallèles ; cette configuration classique la plupart du temps conduit souvent à adopter des zones de marée de forme irrégulière et d'exploitation difficile. Pour faciliter les corrections préliminaires, l'hydrographe pourra être amené à simplifier les contours des zones de marée afin d'en réduire les contraintes opératoires ; par exemple, si les profils du levé sont orientés est-ouest, il pourra être plus efficace de privilégier le découpage de zones de marée en bandes est-ouest, le choix entre précision et considérations opérationnelles étant une question de jugement. Indépendamment du découpage arrêté par l'hydrographe en cours de levé, le choix final des zones de marée sera basé sur une analyse complète des hauteurs d'eau observées afin d'obtenir la précision maximale.

Découpage des zones de marée au large : Quand il devient impossible de ceinturer la région du levé par des marégraphes, les zones de marée au large doivent être construites à partir de considérations plus théoriques. L'onde marée progresse parallèlement au rivage en venant du large sur la plus grande partie de la côte Est des États-Unis qui possède un plateau continental étendu. Il en résulte des différences de temps et d'amplitude conséquentes entre le large et la côte alors que sur la côte ouest, l'onde marée est approximativement perpendiculaire au rivage et les écarts de temps et de marnage entre le large et la côte sont minimaux. Pour la réduction des sondes au large, les corrections de temps et de marnage à appliquer aux hauteurs d'eau observée à la côte seront déterminées à partir des cartes cotidales ou des modèles hydrologiques existants.

2.2.4 Mise en œuvre et contrôle des observatoires de référence

Les observatoires de référence sont ceux pour lesquels un niveau de réduction des sondes (zéro hydrographique) a déjà été calculé et qui sont toujours en fonction pendant les sondages ; ils peuvent être mis en œuvre par le service ou le pays qui procède aux sondages ou relever d'une autre institution. Ces observatoires permanents servent normalement aux prédictions de marées ainsi que de référence à la réduction des sondes et aux zones de marée ; ils peuvent en plus servir de ports de référence pour l'établissement des concordances avec les marégraphes temporaires. Ces observatoires font généralement partie du réseau national d'observation du niveau de la mer de chaque pays.

2.2.5 Installation, mise en œuvre et démontage des observatoires secondaires

Les observatoires secondaires sont utilisés pour fournir des enregistrements continus des hauteurs d'eau pendant le levé, des niveaux de référence et pour contribuer au découpage des zones de marée, tous éléments qui entrent dans la réduction des sondages. L'emplacement des stations et les spécifications peuvent être modifiés après la reconnaissance du terrain ou en cours de travaux.

L'observation de la marée doit durer pendant au moins 30 jours sauf pour les marégraphes utilisés pour la détermination des zones de marée. L'acquisition des données doit commencer au moins 4 heures avant le début des sondages et s'achever 4 heures après. Les marégraphes mis en place pour 30 jours sont les principaux observatoires secondaires entrant dans la détermination des niveaux de réduction des sondes d'un levé donné et dans les analyses permettant de calculer les constantes harmoniques. Pour ces observatoires, les données doivent être recueillies pendant toute la durée des sondages de la zone concernée et sur une période d'au moins 30 jours continus afin de déterminer précisément le zéro hydrographique. En complément, des marégraphes supplémentaires et/ou de secours peuvent être aussi déployés si la complexité hydrodynamique et/ou les conditions d'environnement le requièrent.

La mise en œuvre complète d'un observatoire secondaire consiste à :

- a) installer un système de mesure des hauteurs d'eau comprenant un marégraphe, des capteurs d'environnement (si nécessaire), une plate-forme d'acquisition de données ou un enregistreur *datalogger* et un récepteur satellite (si nécessaire), ainsi qu'un abri et une échelle de marée (si nécessaire) ;

- b) retrouver ou implanter un nombre minimum de repères de marée rattachés par nivellement au marégraphe et à l'échelle de marée lors de l'installation et du démontage de l'observatoire. Des mesures GPS en mode statique doivent également être exécutées sur quelques repères de marée.

2.2.5.1 Systèmes de mesure des hauteurs d'eau

2.2.5.1.1 Observatoires de marée et plates-formes d'acquisition de données

Plusieurs types de capteurs et d'observatoires sont envisageables et de nombreux modèles de marégraphe sont utilisés pour les levés hydrographiques exécutés par les différents pays. Les États-Unis utilisent des marégraphe numériques acoustiques et à barboteur pneumatique (marégraphe à bulles) pour les observatoires principaux et secondaires dans les régions à marée et des systèmes à flotteurs dans les Grands Lacs, voir figure 5.14. Beaucoup d'autres marégraphe à flotteurs et à pression sont déployés dans le monde.

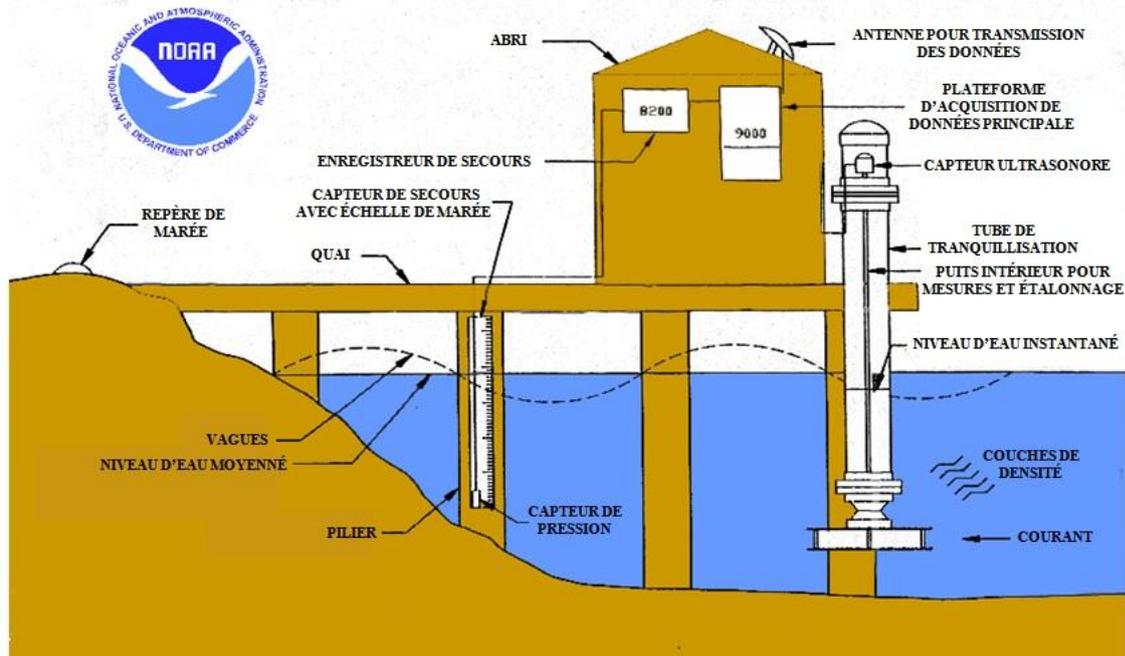


Fig. 5.14 « Observatoire de marée nouvelle génération »

La gamme de mesure du marégraphe doit être plus grande que le marnage prévu. Le capteur doit être étalonné au début et à la fin des travaux et la précision de l'étalonnage doit être basée sur un standard national ou international. La résolution recherchée du capteur est fonction du marnage relatif dans la zone du levé : pour un marnage inférieur ou égal à 5 mètres, la résolution doit être de l'ordre du millimètre ou mieux ; pour un marnage compris entre 5 et 10 mètres, elle doit être de l'ordre de 3 millimètres ou mieux et pour un marnage supérieur à 10 mètres, de 5 millimètres ou mieux.

Les systèmes d'acquisition de données doivent enregistrer les hauteurs d'eau selon une cadence adaptée aux variations observées. Les États-Unis utilisent un intervalle de 6 minutes afin de tabuler les pleines mers et les basses mers en dixièmes d'heure. Des intervalles d'échantillonnage plus longs peuvent être envisagés pour les lacs et les zones non soumises à l'influence de la marée, mais ils doivent être suffisamment courts pour mesurer les seiches. Plusieurs capteurs utilisent la méthode d'échantillonnage en rafale (*burst sampling*) pour calculer une valeur lissée dans l'intervalle prévu. Le NOAA moyenne les lectures sur une rafale de 3 minutes pour chaque intervalle de 6 minutes. Des modèles statistiques de valeurs aberrantes et des écarts types sont ensuite utilisés pour le contrôle de qualité, quant aux horloges associées aux échantillonnages, elles doivent avoir une marche de l'ordre d'une minute par mois. Les sources d'erreurs connues doivent être contrôlées pour chaque capteur au moyen de mesures auxiliaires et/ou d'algorithmes de corrections. Parmi les exemples d'erreur, on peut citer les variations de densité de l'eau et les corrections barométriques pour les marégraphe à

pression, les différences de températures de l'air pour les systèmes acoustiques et l'influence des vagues et des courants pour tous les types de marégraphes.

Pour les mesures de niveaux de référence, il est important d'étalonner régulièrement les marégraphes et les capteurs ou de procéder à des échanges de capteurs étalonnés pour les observatoires permanents. Le « zéro » du capteur doit être nivelé avec précision par rapport à l'échelle de marée et/ou aux repères de nivellement. La stabilité verticale (physique et fonctionnelle) du « zéro » du capteur doit être suivie et tout déplacement doit être pris en compte dans la réduction des sondes et le calcul du zéro.

Une échelle de marée doit être installée à l'observatoire si le zéro du marégraphe ne peut pas être rattaché par nivellement direct aux repères de marée locaux ; ceci s'applique en particulier aux marégraphes à bulles dont l'orifice est placé près du fond de la mer. Même si un marégraphe à pression peut être stationné, la lecture à l'échelle reste nécessaire pour contrôler les dérives de l'instrument dues aux changements de densité de la colonne d'eau dans le temps. L'échelle de marée doit être montée indépendamment du marégraphe afin de découpler leurs stabilités respectives ; le marégraphe ne doit pas être monté sur le même pilier que l'échelle et celle-ci doit être nivelée à la verticale. Quand deux ou plusieurs échelles sont assemblées pour en former une plus longue, l'hydrographe doit veiller à conserver la même précision sur toute la longueur. La distance entre le zéro de l'échelle et son bord supérieur doit être mesurée avant installation et après démontage et noté sur la fiche de l'observatoire.

2.2.5.1.2 Échelles de marée

Dans les zones de fort marnage et de larges plages en pente (exemple : Rivière de Cook en Alaska, Golfe Normand-Breton), l'installation et la maintenance des marégraphes et des échelles de marée peuvent être difficiles et coûteuses. Dans ces cas, l'installation physique d'une échelle de marée peut être remplacée par la mesure systématique de la dénivelée entre le niveau de l'eau et le repère de marée le plus proche. Ce repère joue alors le rôle de « bord supérieur » de l'échelle de marée et sa hauteur au-dessus de la surface de l'eau devient la « lecture à l'échelle ».

Dans le cas des marégraphes à pression, on doit comparer les mesures du marégraphe aux lectures à l'échelle pendant une fraction de 3 heures au moins du cycle de la marée, lors de l'installation et du démontage, ainsi qu'à intervalles fréquents d'une durée d'une heure au moins en cours de levé.

En règle courante, l'échelle de marée et le marégraphe doivent être lus et enregistrés simultanément une fois par jour, avec un minimum de 3 jours par période de 7 jours pendant toute la durée du levé. La moyenne des lectures entre l'échelle et le marégraphe doit être appliquée aux hauteurs d'eau afin de les rapporter au zéro de référence. Des comparaisons fréquentes entre l'échelle et le marégraphe (au moins trois fois par semaine ou huit fois par mois) durant le déploiement sont requises pour assurer la stabilité des mesures et réduire les erreurs de traitement. Un nombre élevé de lectures indépendantes à l'échelle réduit l'incertitude des mesures rapportées aux repères et zéro de l'observatoire. Si le maintien d'un observateur à demeure ou l'exécution de tournées régulières des observatoires situés loin de la zone du levé soulèvent des difficultés logistiques, il vaut mieux procéder à des « rafales » de lectures pendant quelques heures plutôt que d'effectuer une seule lecture épisodiquement*.

Si une échelle de marée est détruite pendant la campagne, une nouvelle échelle doit être installée pour la période restante des travaux et il faut déterminer de nouvelles constantes de raccordement.

2.2.5.1.3 Repères de marée et nivellement

L'implantation d'un réseau adéquat de repères de marée fait partie intégrante de l'observation des hauteurs d'eau. Un repère de marée est un objet physique scellé ou une borne durable utilisée comme

* NdT : L'usage, en France, est de procéder à un contrôle quotidien en cours de sondage.

référence verticale et/ou horizontale du réseau géodésique. Les repères de marée des observatoires sont utilisés pour référencer le zéro hydrographique local, déterminé à partir des analyses harmoniques des hauteurs d'eau. Le raccordement des repères de marée au marégraphe est réalisé par nivellement géométrique ; il s'ensuit que la qualité du zéro hydrographique dépend à la fois de la qualité des repères de marée et de la précision du nivellement entre ces repères et le marégraphe.

2.2.5.1.4 Nombre et type de repères de marée

Le nombre et le type de repères de marée requis dépendent de la durée des observations. Chaque observatoire possède un repère de nivellement qualifié de fondamental (*Primary Bench Mark* - PBM) qui doit servir de référence pour chaque visée. Le repère fondamental est la borne la plus stable de l'observatoire. Un repère de marée idéal pour les observations GPS aura un dégagement de 360° à partir d'un site de 10° au-dessus du plan horizontal. Si un repère fondamental est considéré comme instable ou a disparu, un nouveau repère fondamental devra être créé ou choisi parmi les repères existants. La date du changement et les différences de cotes entre l'ancien et le nouveau repère fondamental doivent être documentées. Les observatoires occupés pendant une durée de plus d'un mois doivent disposer de 3 à 5 repères de marée convenablement nivelés.

2.2.5.1.5 Nivellements de contrôle

Un nivellement de troisième ordre au moins doit être réalisé pour tout observatoire secondaire activé pendant moins d'un an. Les visées doivent être effectuées entre le marégraphe et/ou l'échelle de marée et le nombre prescrit de repères de marée lorsque l'observatoire est installé, modifié (par exemple lorsque le marégraphe est remplacé) ou démonté. Un nivellement est requis tous les six mois au moins quand le marégraphe est en fonction et est recommandé après les tempêtes, cyclones, tremblements de Terre, etc., afin de confirmer la stabilité de l'observatoire.

Pour obtenir des observations de qualité, des nivellements de contrôle par rapport à un nombre de repères spécifiés (5 pour un observatoire de 30 jours) doivent être exécutés 30 jours au moins avant le démontage d'un marégraphe ou tous les 6 mois pour un observatoire permanent.

2.2.5.1.6 Stabilité par rapport au repère fondamental

En cas de dérive inexplicée du marégraphe ou du zéro de l'échelle de marée par rapport au repère fondamental, entre deux nivellements ou pour un écart supérieur à 1 cm, l'hydrographe doit reprendre le nivellement entre les zéros instrumentaux et le repère fondamental. Le seuil de 1 cm ne doit pas être confondu avec la tolérance de fermeture du nivellement de précision.

2.2.5.1.7 Observation GPS à l'aplomb des repères de marée

Des mesures GPS en mode statique doivent être effectuées sur un repère de marée au moins, et deux repères si possible, en chaque observatoire secondaire installé pour les besoins du levé. Des observations GPS doivent être conduites simultanément, dans la mesure du possible, sur un repère de nivellement du réseau national (NAVD 88 dans le cas des États-Unis), pour rattacher directement le zéro hydrographique en utilisant les hauteurs orthométriques fournies par le GPS.

Des observations statiques différentielles de haute précision seront obtenues avec un récepteur GPS à longueur d'onde entière de qualité géodésique, double fréquence, et muni d'au moins 10 canaux satellites. Une antenne *choke-ring* est recommandée, mais une antenne *ground-plane* de qualité géodésique peut également convenir. Il est primordial que les mêmes antennes ou des antennes identiques soient utilisées durant toute la période d'observation, faute de quoi une correction de phase (modélisation de champ) devra être appliquée, ce qui est extrêmement critique pour obtenir des hauteurs précises. La longueur du câble de l'antenne doit être réduite au minimum possible, dix mètres étant une longueur standard. Si un câble plus long est nécessaire, il doit être fabriqué en coaxial faible perte (référence RG 233 pour un câble de moins de 30 m et RG 214 au-delà de 30 m).

Un repère de marée idéal pour les observations GPS aura un dégagement horizontal de 360° pour tous les sites supérieurs à 10°. Cette configuration devra être présente à l'esprit quand on implante de nouveaux repères de marée.

Quand elles sont disponibles, les données météorologiques (température de l'air, pression barométrique et humidité relative) doivent être recueillies pendant les observations GPS à proximité du centre de phase de l'antenne. Tous les équipements doivent être étalonnés périodiquement.

2.2.5.2 Dossiers d'observatoires de marée

Contenu des dossiers :

- a. Installation de l'observatoire ;
- b. nivellement ;
- c. maintenance des marégraphes et des repères de marée ;
- d. démontage de l'observatoire.

Un dossier d'observatoire de marée inclut généralement :

- a. Une documentation d'étalonnage pour le marégraphe et les capteurs auxiliaires, établie à partir d'une source indépendante du fabricant ;
- b. une fiche d'observation illustrant la configuration de l'observatoire et ses métadonnées ;
- c. un extrait à jour de carte marine ou un document équivalent indiquant l'emplacement exact de l'observatoire, avec le numéro ou le nom et l'échelle de la carte ;
- d. un croquis à grande échelle de l'observatoire et un fichier numérique SIG montrant l'emplacement du marégraphe, de l'échelle de marée, des repères de marée et toute autre indication utile pour leur description. Le croquis doit être orienté et comporter un titre, la latitude et la longitude du marégraphe (lues sur un GPS portable), l'échelle de marée et les repères de marée ;
- e. un itinéraire à partir d'un détail topographique remarquable ;
- f. des photos numériques de tous les composants de l'observatoire. Les photos doivent représenter au minimum le marégraphe *in situ*, ses capteurs auxiliaires et les repères de marée en gros plan, une vue de face de l'échelle de marée et des vues de l'environnement illustrant l'emplacement de l'observatoire. Toutes les photos doivent être référencées avec le N° de la station, son emplacement et la date de prise de vue.
- g. une description des repères de nivellement ;
- h. une liasse de marégrammes renseignés et une documentation sur les équipements ;
- i. un carnet de contrôle comportant les détails des rattachements des zéros instrumentaux aux repères de marée.

2.2.6 Contrôle de qualité des données marégraphiques, traitement, et mise en forme

2.2.6.1 Contrôle de qualité

Les données utilisées dans les algorithmes de réduction des sondes et pour la détermination du zéro hydrographique sont des enregistrements chronologiques et continus des hauteurs d'eau mesurées pendant une période d'échantillonnage discrète et intégrée sur une durée spécifiée*. La qualité de ces hauteurs d'eau doit être contrôlée afin d'éliminer les données invalides ou suspectes avant de procéder à l'élaboration du produit final. Ce contrôle porte sur la continuité des enregistrements, le lissage des

* Note : les périodes d'échantillonnage standard sont de 6 à 10 minutes, mais on retient 6 minutes dans ce manuel.

données, les dérives du zéro de réduction des sondes, les données aberrantes ou situées en dehors des tolérances prévues telles que les valeurs maximales et minimales et les dérives anormales des niveaux qui pourraient être dues à des déplacements verticaux des différents capteurs et des repères de marée.

Le contrôle de qualité doit inclure des comparaisons avec les données mesurées simultanément par les marégraphes auxiliaires, les marées prédites ou les données des observatoires voisins. L'édition des données et le complétage des trous d'observation par des valeurs estimées doit se faire à l'aide d'algorithmes mathématiques et de procédures fiables. La traçabilité de tous les changements apportés aux données éditées doit être assurée. Les valeurs estimées (non-observées) doivent être *flaggées*. Les hauteurs d'eau de chaque observatoire doivent être rapportées à une référence commune[▼] ; cette référence est une donnée arbitraire qui ne doit pas être confondue avec un zéro hydrographique tel que le MLLW (basses mers inférieures moyennes). Toutes les discontinuités, sauts ou autres changements observés sur les marégrammes (se référer au manuel spécifique de l'utilisateur du marégraphe), qui peuvent être dus à des déplacements verticaux des marégraphes, de l'échelle de marée ou des repères de marée doivent être complètement renseignés. Pour éviter toute confusion, les données doivent être enregistrées en heure TU (Temps Universel Coordonné ou heure de Greenwich – GMT) et les unités de mesure correctement indiquées sur tous les fichiers analogiques et numériques.

2.2.6.2 Traitement des données et annuaires de marée

Les hauteurs d'eau à intervalles de 6 minutes sont utilisées pour produire les annuaires de marée standard. Ces annuaires incluent les heures et les hauteurs des pleines et des basses mers quotidiennes, la date, les heures et les hauteurs des plus hautes et des plus basses mers mensuelles et les valeurs moyennes mensuelles d'un certain nombre de paramètres[▲]. Un exemple d'annuaire établi pour un port d'Amérique du nord est à la figure 5.15. Les heures et les hauteurs des pleines mers et des basses mers sont interpolées à partir des courbes de hauteurs d'eau toutes les 6 minutes. Les hautes et les basses mers successives ne figurent sur les tables que si elles sont interpolées sans ambiguïté par rapport aux bruits haute fréquence non assimilables à des ondes de marée. Les hauteurs horaires sont également interpolées sur les courbes de hauteurs d'eau à 6 minutes. Les moyennes mensuelles des hauteurs de la mer ou d'autres étendues d'eau sont calculées à partir des moyennes des hauteurs horaires de chaque mois calendaire. Les données doivent être rapportées à un repère référencé tel que le zéro de l'échelle de marée, ou à une référence convenue, ou au MLLW, etc. pendant toute la durée des observations. Les procédures générales relatives au traitement des données peuvent être trouvées notamment dans les documents suivants : Annuaires des marées, Guide des mesures marégraphiques du SHOM (version 2.1 - 2010), Manuel sur la mesure et l'interprétation du niveau de la mer (COI) et répertoires des références altimétriques maritimes (zéros hydrographiques).

2.2.6.3 Données reconstituées par interpolation

Si les données d'un capteur de secours ne sont pas disponibles, les interruptions d'enregistrements toutes les 6 minutes ne doivent pas être reconstituées par interpolation si les intervalles sont supérieurs à trois jours consécutifs. L'interpolation, quand elle est justifiée, nécessite des algorithmes mathématiques et scientifiques et des procédures fiables ; sa traçabilité doit être assurée. Les trous de moins de 3 heures peuvent être interpolés ; ceux de plus de 3 heures doivent être reconstitués à partir d'observations extérieures telles que celles d'un observatoire voisin. Les données reconstituées par interpolation telles que les hauteurs horaires, les pleines mers et les basses mers ainsi que les moyennes quotidiennes doivent être identifiées comme telles.

▼NdT : L'usage en France est d'adopter pour cette référence le zéro des sondes lorsqu'il est connu.

▲ NdT : dont le coefficient dans le cas des côtes atlantiques françaises.

2.2.6.4 Calcul des moyennes mensuelles

Quand les annuaires de marée sont présentés par mois calendaires, les moyennes mensuelles des différents paramètres de la marée sont utilisées pour la détermination du zéro hydrographique et le contrôle de qualité. La moyenne mensuelle des hauteurs d'eau est un paramètre important pour observer les variations saisonnières et à long terme. Le calcul des moyennes mensuelles ne doit pas être entrepris si les interruptions d'enregistrements sont supérieures à 3 journées consécutives.

Figure 5.15 « Exemple de tableau mensuel d'annuaire de marée »

PLEINES MERS / BASSES MERS

Octobre 2002

Organisme : *National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA)*

Observatoire : 8454049

Système horaire : UT (Greenwich - 0 W)

Nom : Quonset Point, Rhode Island

Unités de hauteur : mètres

Type : marée mixte

Niveau de référence : *Datum* de l'observatoire

Notes : < pleine mer supérieure / basse mer inférieure

[Hauteur reconstituée]

Contrôle de qualité : effectué

Pleine mer			Basse mer		Pleine mer			Basse mer	
Jour	Heure	Hauteur	Heure	Hauteur	Jour	Heure	Hauteur	Heure	Hauteur
1	7.5	8.037	2.4	7.326	16	<9.7	[8.292]	2.6	7.394
	<20.2	8.071	<12.9	7.197		<21.3	8.782	14.6	7.563
2	8.8	8.000	2.6	7.173	17	10.6	8.345	<6.0	7.470
	<21.4	8.176	<14.3	7.066		<22.8	8.323	<15.4	7.245
3	9.5	8.233	3.2	7.157	18	10.7	8.257	4.0	7.248
	<22.3	8.314	<15.6	7.049		23.3	8.230	16.7	7.196
4	10.5	8.525	4.1	7.163	19	<11.8	8.296	<4.3	7.140
	<23.1	8.599	<16.3	7.057		<23.4	8.292	17.1	7.204
5	<11.5	8.632	4.4	7.109	20			<5.0	7.066
	23.8	8.466	<17.1	6.873		12.4	8.209	<17.5	6.994
6			<5.8	6.670	21	0.4	[8.128]	5.8	7.036
	12.2	8.477	18.2	6.832		<12.8	8.297	18.1	7.090
7	<0.5	8.582	<6.4	6.961	22	0.9	8.142	<6.5	6.999
	<13.3	8.819	19.2	6.969		<13.4	8.216	19.0	7.040
8	1.3	8.457	6.9	6.888	23	1.4	[8.075]	<6.9	7.013
	<14.0	8.644	<20.1	6.877		<13.7	[8.180]	<19.1	6.915
9	2.3	8.355	<7.9	6.852	24	2.1	7.934	7.3	6.969
	<14.9	8.631	20.9	6.986		<14.7	8.164	19.9	7.093
10	3.4	8.316	<8.2	6.969	25	2.9	[7.993]	<8.0	7.047
	<15.8	8.497	21.2	7.086		<15.4	8.156	<20.3	7.136
11	4.3	8.240	<9.4	7.129	26	3.8	[8.061]	8.3	7.204
	<16.7	8.455	22.1	7.305		<16.2	8.607	23.5	7.389
12	5.2	8.295	<10.3	7.380	27	4.6	7.974	<9.1	7.090
	<17.7	8.462				<17.1	8.216	21.9	7.348
13	5.9	8.266	0.5	7.481	28	5.4	7.860	<10.5	7.064
	<18.7	8.344	11.8	7.461		<17.9	8.008		
14	6.8	8.077	<2.2	7.401	29	6.2	7.949	1.5	7.243
	<20.1	8.161	<12.7	7.190		<18.6	8.042	<11.6	7.109
15	8.3	8.156	2.0	7.349	30	7.3	[8.052]	<1.5	7.197
	20.9	8.273	<14.1	7.344		<20.0	[8.154]	13.0	7.211
					31	8.3	8.215	2.1	7.239
						<20.7	8.290	<14.1	7.222

Pleine mer supérieure : 8,819 13,3 heures 7 octobre 2002

Basse mer inférieure : 6,670 5,8 heures 6 octobre 2002

Moyennes mensuelles : Moyenne des pleines mers supérieures (MHHW) 8,357
Moyenne des pleines mers (MHW) 8,272
Niveau moyen (MTL) 7,707

Niveau diurne de la marée	(DTL)	7,724
Niveau moyen de la mer	(MSL)	7,668
Moyenne des basses mers	(MLW)	7,141
Moyenne des basses mers inférieures	(MLLW)	7,091
Moyenne des inégalités diurnes de pleines mers	(DHQ)	0,085
Marnage tropique (solstice)	(GT)	1,266
Marnage moyen	(MN)	1,131
Moyenne des inégalités diurnes de basses mers	(DLQ)	0,050
Établissement du port (pleine mer)	(HWI)	0,42 heure
Établissement du port (basse mer)	(LWI)	6,13 heures

2.2.7 Calcul du zéro hydrographique et récupération d'un zéro historique

Les zéros hydrographiques sont des niveaux de basses mers astronomiques extrêmes ; ils ne doivent pas être extrapolés pour des zones ayant des caractéristiques hydrographiques différentes sans avoir des observations à l'appui. Dans le but de les retrouver, les zéros hydrographiques sont rapportés à des repères physiques connus sous le nom de repères de marée.

Procédures opératoires

- Observations : le zéro hydrographique est calculé à partir d'observations continues du niveau de la mer réalisées pour une période de temps spécifiée dans des observatoires de marée. Chaque observatoire est constitué d'un marégraphe ou capteur de niveau d'eau, d'une plate-forme d'acquisition de données ou d'un enregistreur, d'un système de transmission de données et d'un ensemble de repères de marée établis à proximité. Aux États-Unis, le *National Ocean Service* du NOAA recueille les hauteurs d'eau à intervalle de 6 minutes*.
- Traitement des observations : après contrôle de qualité et interpolation des petites interruptions, les hauteurs des pleines mers et des basses mers ainsi que les hauteurs horaires quotidiennes sont mises en tableau. Ces paramètres sont ensuite moyennés par mois calendaire pour les enregistrements de longue durée ou sur une durée de quelques jours pour les enregistrements de courte durée.
- Calcul du zéro hydrographique : les zéros de réduction des sondes pour une zone donnée sont déterminés directement par calcul des valeurs moyennes des paramètres de la marée sur la période NTDE de 19 ans (cf. § 2.1.4). L'extrapolation sur la période NTDE pour les observations de courte durée est obtenue par concordance avec l'observatoire du port de référence.
- Cotes des repères de marée : le zéro hydrographique ayant été calculé, la cote du zéro instrumental est transposée aux repères de marée de l'observatoire par nivellement géométrique pendant le fonctionnement du marégraphe. En France, les cotes et les descriptions des repères de marée sont enregistrées dans la base de données du SHOM et diffusées sous forme de fiches d'observatoires de marée. Les repères de marée sont rattachés au réseau géodésique national (NGF pour la France, NGS 1997 pour les États-Unis) par nivellement topographique ou par technique GPS.

Les emplacements des stations marégraphiques sont hiérarchisés comme suit :

- Observatoires permanents (ou de référence) : opérationnels depuis 19 ans ou plus dans les ports principaux et destinés à être maintenus en fonction dans l'avenir, les observatoires permanents sont prévus pour fournir des enregistrements continus des hauteurs d'eau dans une zone de marée, alimenter le réseau national d'observation du niveau de la mer et servir de référence pour les applications nationales.

* N.d.T: 5, 10 ou 15 minutes pour la France

- b. Observatoires secondaires : ces observatoires ne sont pas nécessairement en fonction depuis 19 ans mais ont une durée de vie planifiée sur plus d'un an. Ils fournissent une référence pour les baies et estuaires dont les marées diffèrent de celles des observatoires permanents. Les observations réalisées dans un observatoire secondaire ne sont généralement pas suffisantes pour une détermination précise et indépendante du zéro hydrographique, mais des résultats satisfaisants peuvent être obtenus par concordance avec un observatoire permanent convenablement choisi.
- c. Observatoires occasionnels : marégraphes en fonction pendant plus d'un mois mais moins d'un an. Les observations de courte durée des observatoires secondaires et occasionnels peuvent être extrapolées sur la période de 19 ans par concordance mathématique avec un observatoire permanent situé à proximité.

Les observatoires permanents, secondaires et occasionnels sont implantés aux endroits stratégiques choisis pour assurer la couverture du réseau. Les critères de sélection des emplacements sont fixés en fonction de leur capacité à offrir une couverture spatiale des changements de caractéristiques de la marée relatifs à son type, son marnage, son établissement et les tendances à long terme de variation de son niveau moyen. D'autres considérations incluent la navigation dans des zones critiques et de transition, les sites historiques, la proximité du réseau géodésique et la disponibilité des infrastructures existantes, telles que les quais susceptibles d'accueillir un observatoire scientifique.

Détermination par concordance du zéro hydrographique

La détermination par concordance du zéro hydrographique d'un observatoire de courte durée comprend les étapes suivantes :

- a. choix de la durée de comparaison des observations simultanées ;
- b. choix d'un observatoire de référence ;
- c. récupération des enregistrements simultanés de l'observatoire de référence et de l'observatoire rattaché. Calcul des moyennes mensuelles ;
- d. transposition à l'observatoire rattaché du zéro hydrographique de l'observatoire de référence (calculé par exemple sur le NTDE de 19 ans aux États-Unis) ;
- e. calcul des différences et/ou des rapports des heures et des hauteurs de l'observatoire de référence et de l'observatoire rattaché pendant la période de comparaison ;
- f. application des différences moyennées et des rapports ci-dessus aux valeurs de l'observatoire de référence pour obtenir le zéro hydrographique de l'observatoire rattaché, équivalent à un zéro calculé sur le NTDE de 19 ans.

Cote des repères de marée

Le zéro hydrographique ainsi déterminé est transposé aux repères de marée de l'observatoire par nivellement géométrique comme indiqué à l'alinéa d. des procédures opératoires ci-dessus (cf. *Specification and Deliverables*, NOS 2000 et Guide technique de la marée, SHOM 2011).

2.2.7.1 Récupération d'un zéro hydrographique

Lorsqu'un observatoire est installé sur un site utilisé antérieurement, il convient de retrouver le zéro hydrographique établi antérieurement en nivelant le zéro du marégraphe ou de l'échelle de marée par rapport à plusieurs repères de marée de cote connue, afin de transposer le niveau des plus basses mers historiques au « nouveau » marégraphe et de le comparer à celui calculé à partir des nouvelles observations rapportées au même zéro. Les facteurs qui affectent cette comparaison incluent la durée des observations, la position géographique, les caractéristiques de la marée, le temps écoulé depuis l'installation précédente, la variabilité du niveau de la mer dans la région et l'observatoire de référence utilisé. En se basant sur tous ces facteurs, la récupération du zéro hydrographique peut varier de plus

ou moins 3 à 8 cm ; cette opération constitue également un contrôle de qualité des plus utiles. Une fois récupéré le zéro hydrographique et confirmée la pérennité des repères de marée, la valeur historique du zéro de réduction des sondes doit être utilisée comme référence du levé hydrographique.

2.2.7.2 Contrôle de qualité des niveaux de référence

Il est important, pour le contrôle de qualité du zéro hydrographique, d'exécuter la totalité des procédures de traitement de données et de nivellement. Il faut également être prudent dans le calcul du zéro des estuaires ou des zones dont le régime de marée est inconnu. Les comparaisons entre observatoires rattachés et observatoires de référence permettent souvent de détecter des écarts anormaux qui doivent être examinés, car ils peuvent révéler un mauvais fonctionnement du marégraphe ou un déplacement des capteurs. Le zéro hydrographique doit être rattaché à plusieurs repères de marée et les dénivelées entre repères doivent être en accord avec les valeurs historiques. Tout écart entre ces dénivelées doit être élucidé avant de clore la procédure de récupération du zéro hydrographique. La précision du zéro de la station rattachée dépend de différents facteurs, mais les plus importants sont la validité et le choix d'un observatoire de référence ayant les mêmes caractéristiques de marée, le même niveau moyen journalier, les mêmes variations saisonnières et les mêmes tendances de variation des hauteurs d'eau. La durée des observations détermine aussi la précision ; plus elle est longue, plus précis sera le zéro hydrographique et meilleurs seront le contrôle de qualité et le degré de confiance accordé à l'analyse des écarts entre marégraphes rattachés et observatoire de référence. Dans le cas de la réoccupation d'un observatoire historique, le zéro hydrographique doit être calculé à partir des nouvelles observations et comparé aux références antérieures.

2.2.7.3 Rattachement aux réseaux de nivellement nationaux

Les zéros hydrographiques sont des surfaces locales qui peuvent varier énormément d'un lieu à l'autre tandis que les réseaux de nivellement nationaux sont des plans de référence fixes utilisés pour la mesure des altitudes terrestres. Le réseau *North American Vertical Datum* NAVD 88 est la référence officielle des États-Unis rattachée au système géodésique national NGS par un réseau de stations GPS permanentes*. Les relations entre zéros hydrographiques et réseaux géodésiques nationaux servent dans de nombreuses applications hydrographiques, cartographiques et d'ingénierie côtière incluant l'observation de l'évolution du niveau des mers, la mise en œuvre des ECDIS, etc. Dans de nombreux pays, les références locales du niveau moyen sont souvent confondues avec les références géodésiques nationales car ces dernières sont déterminées à l'origine à partir de mesures du niveau moyen de la mer réalisées sur certains marégraphes†. Cependant, comme le niveau moyen change en fonction des déplacements verticaux de la surface terrestre et de la montée du niveau des mers, les références géodésiques sont dissociées du niveau moyen océanographique. Le NAVD 88, par exemple, n'utilise qu'un marégraphe unique comme référence de départ et ne peut être considéré comme une surface de référence corrélée au niveau moyen de la mer.

Les repères géodésiques existant au voisinage d'un observatoire rattaché doivent être identifiés. Aux États-Unis, on peut accéder à ces repères sur le site <http://www.ngs.noaa.gov>‡. Un rattachement par nivellement géométrique et observations GPS rapportées à l'ellipsoïde est requis pour tout observatoire secondaire qui dispose de repères de nivellement géodésiques à proximité. Le NGS fournit les cotes NAVD 88 des repères de nivellement et leurs altitudes orthométriques de Helmert. La précision des hauteurs GPS ellipsoïdiques est conforme à la norme de précision à 2 ou à 5 cm (cf. *NOAA Technical Memorandum NOS NGS-58*). À ce jour, les hauteurs GPS ellipsoïdiques requises pour les travaux hydrographiques doivent satisfaire à la norme à 2 cm. Voir la publication du

* NdT : Il en est de même pour la France métropolitaine avec le système géodésique spatial RGF 93 et la référence altimétrique NGF-IGN 69.

† NdT : Marseille et Ajaccio pour les systèmes NGF-IGN 69 (France métropolitaine) et NGF-IGN 78 (Corse).

‡ NdT : Il en est de même pour la France avec le site <http://www.geoportail.fr/>.

NOAA/NOS intitulée *GPS Observations and User's Guide*, section 4.2.8, à jour de sa révision de janvier 2003.

Le nivellement géométrique est préféré aux observations GPS ellipsoïdal pour un rattachement au réseau NAVD 88. Ce mode est requis pour tout repère de nivellement (jusqu'à 5 repères) situé dans un rayon de 0,8 km autour de l'observatoire secondaire. Si les repères de nivellement listés dans la base de données du NGS sont situés entre 0,8 km et 10 km de l'observatoire, un rattachement GPS sera réalisé pour la détermination des hauteurs ellipsoïdales. Si on ne retrouve pas cinq repères de marée au minimum dans un rayon de 1 km de l'observatoire secondaire et qu'il n'existe pas de repères de nivellement NGS dans un rayon de 10 km, cinq nouveaux repères de marée doivent être mis en place, détaillés et nivelés ; de plus, des observations GPS doivent être réalisées sur l'un des cinq repères au moins (ref. *User's Guide for Writing Bench Mark Description* du NOAA, édition de janvier 2002 et *User's Guide for GPS Observation* du NOAA/NOS, édition de janvier 2003, notamment sa section 4.2.8, *GPS observations*). La validation du nivellement ou le rattachement par GPS aux hauteurs ellipsoïdiques doit être réalisé sur deux repères de nivellement au moins pour le contrôle de qualité.

2.2.8 Réduction des sondages bathymétriques

Les zéros relatifs aux plus basses mers des observatoires occasionnels installés pour un levé ou d'un observatoire de référence doivent être utilisés pour la réduction des sondes au zéro de la carte, soit directement, soit par l'intermédiaire des zones de marée. Qu'elles soient observées directement ou non, les hauteurs d'eau rapportées aux plus basses mers ou à un autre niveau de référence et appliquées à la réduction des sondages sont appelées « corrections de marée » ou « corrections de hauteur d'eau ».

2.2.8.1 Construction d'un modèle définitif de zones de marée

Comme les caractéristiques de la marée varient spatialement, les observations des marégraphes mis en œuvre ne sont pas exactement représentatives des niveaux d'eau dans la zone du levé. Le découpage en zones de marée doit permettre d'obtenir des corrections de hauteurs d'eau en tout point compatibles avec la précision recherchée pour ce paramètre. Le NOS utilise généralement une méthode de découpage de la zone du levé en cellules discrètes partageant les mêmes caractéristiques de marée. Une nouvelle cellule est créée pour tout changement de marnage de 6 cm et dès que l'écart en heures TU des pleines mers et des basses mers atteint 0,3 heure. Des corrections de déphasage et d'amplitude par rapport au marégraphe le mieux placé sont appliquées à chaque cellule.

Le découpage préalable, basé sur des données historiques et sur des modèles généraux ou applicables dans les estuaires, est rapporté à un observatoire de référence dont les prédictions sont utilisées lors du levé. Pour le traitement final, le découpage préalable en zones de marée doit être remplacé par une répartition finale qui tienne compte des observatoires des marégraphes rattachés mis en œuvre durant le sondage. Avec le modèle final de zones de marée, les corrections en chaque zone doivent être déterminées à partir d'un marégraphe rattaché implanté spécialement pour le sondage au lieu de la station de référence utilisée pour le découpage préliminaire. Les erreurs induites par les zones de marée doivent être minimisées pour faire en sorte qu'une fois combinées aux erreurs de mesure des hauteurs d'eau et de réduction au zéro des cartes, elles produisent une erreur finale de réduction des sondes inférieure aux tolérances prescrites. Le modèle définitif des zones de marée et toutes les données utilisées pour sa mise au point doivent être renseignés et inclus dans le dossier du levé.

2.2.8.2 Fichiers de corrections de marée et rapport final

Après validation, les enregistrements des observatoires rattachés sont rapportés au zéro de réduction des sondes (zéro des cartes) par le calcul. Les hauteurs d'eau acquises par les marégraphes à intervalles de six minutes et réduites au zéro des cartes sont utilisées soit directement, soit par l'intermédiaire des zones de marée, de telle sorte que les corrections soient conformes aux tolérances spécifiées. Un chapitre du rapport particulier (voir figure 5.6) doit être consacré à la marée pour

chaque étape du levé, contenant des informations sur la correspondance entre les marégraphes et les zones de marée associées afin d'explicitier les corrections finales de hauteur d'eau. Un exemple et un graphique définitif de zones de marée sont fournis aux figures 5.16 et 5.17 respectivement.

DATE :	22 décembre 1999
MISSION HYDROGRAPHIQUE :	Alaska
RÉFÉRENCE DES IT :	OPR-P342-RA-99
INDEX DU LEVÉ :	H-10910
ZONE GÉOGRAPHIQUE :	Cook Inlet
ÉPOQUE DU LEVÉ :	du 22 juillet au 20 août 1999
OBSERVATOIRE DE MARÉE :	945-5711 Cap Kasilof, Alaska
LATITUDE :	60°20.2'N
LONGITUDE :	151°22.8'W
NIVEAU DE RÉFÉRENCE : (Plus basse mer astronomique)	0,000 mètre (LAT) .
HAUTEUR DE LA HAUTE MER AU-DESSUS DU ZÉRO :	5,850 mètres .

REMARQUES : ZONES DE MARÉE RECOMMANDÉES :

Utiliser les zones identifiées par les numéros suivants : CK394, CK395, CK399, CK400, CK401, CK407, CK408, CK409, CK434, CK435, CK441, CK442, CK443, CK467, CK468, CK469, CK470, CK477, CK480, CK481, CK482, CK483, CK493 et CK494.

Les informations relatives aux zones de marée sont en appendice.

Note 1 : Enregistrements marégraphiques en mètres ; zéro de réduction des sondes rapporté aux plus basses mers astronomiques (LAT) ; heures TU.

Note 2 : L'observatoire permanent de Nikiski, en Alaska, a été utilisé comme port de référence pour les marégraphes rattachés et pour le découpage en zones de marée de ce levé hydrographique.

Le zéro hydrographique de cet observatoire a fait l'objet d'une mise à jour récente, qui modifie sensiblement la valeur précédente.

Fig. 5.16 « Exemple de rapport final sur la marée »

Quand ce rapport a été rédigé, la période de 19 ans utilisée pour le calcul des zéros hydrographiques des observatoires était le *National Tidal Datum Epoch* (NTDE) 1960-78. Ce type de période est normalement réajusté tous les 20-25 ans quand des changements importants du niveau moyen sont détectés par analyse des hauteurs d'eau observées par le réseau national d'observation du niveau de la mer (NWLON)*.

Les époques NTDE sont remises à jour afin de s'assurer que le zéro hydrographique est précis, adapté aux besoins de la navigation, des levés hydrographiques et des travaux d'ingénierie côtière, et qu'il représente bien la réalité des hauteurs d'eau.

L'époque NTDE en vigueur aujourd'hui (2011) correspond à la période 1983-2001.

* NdT: RONIM pour la France

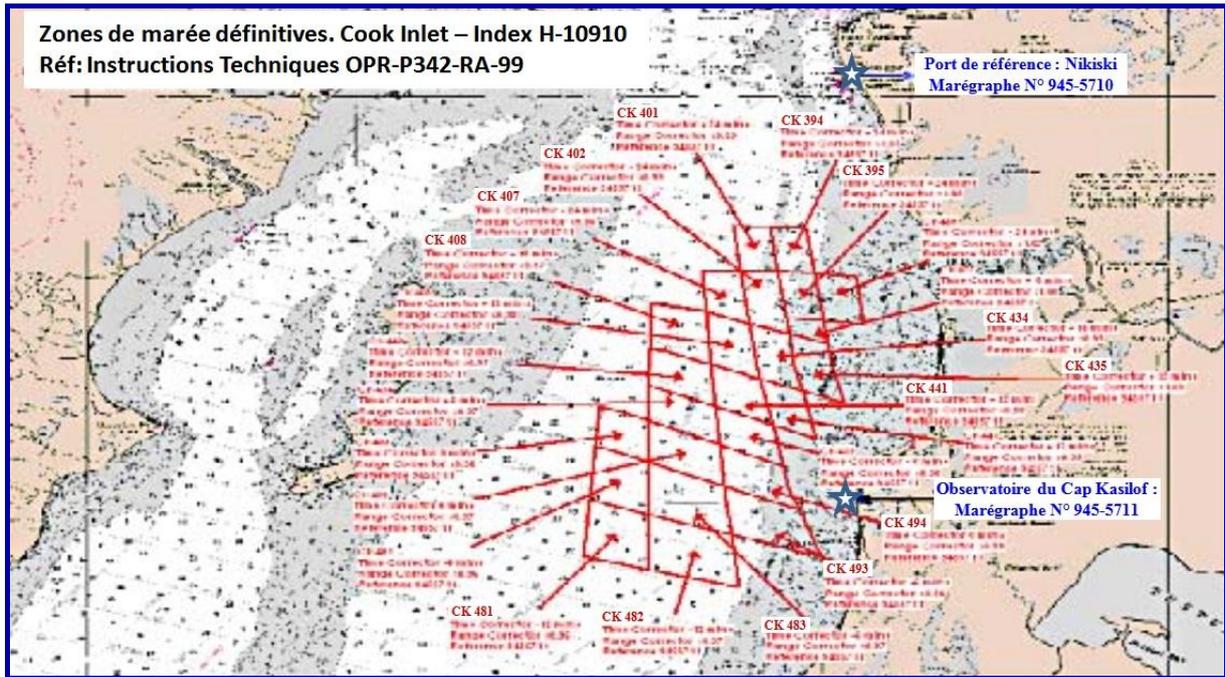


Fig. 5.17 « Exemple de graphique définitif de zones de marée »

Les observations finales de hauteurs d'eau doivent être exprimées en mètres à trois décimales (mm), en heures TU et doivent être rapportées à l'observatoire du port de référence. Les corrections finales de marée doivent être rapportées aux plus basses mers astronomiques (LAT)[▲] et à l'heure TU.

Les données brutes de hauteurs d'eau et les corrections utilisées pour rapporter ces données au zéro de réduction des sondes doivent être conservées jusqu'à une décision écrite ou pendant deux ans au moins après la fin du levé. Toutes les méthodes de conversion et algorithmes utilisés pour les corrections doivent être accompagnés d'étalonnages, de notes de maintenance, de cahiers de nivellement et s'appuyer sur des pratiques hydro-océanographiques éprouvées. Les capteurs utilisés pour la conversion des données (exemple : transformation des pressions en hauteurs d'eau) doivent être étalonnés et entretenus pendant toute la période d'acquisition.

2.2.9 Utilisation du GPS cinématique pour le contrôle vertical

L'utilisation du GPS cinématique pour le contrôle vertical du levé hydrographique est devenue pratique courante après avoir fait l'objet de recherche pendant des années. Le GPS cinématique fournit un positionnement différentiel de précision centimétrique au moyen d'un récepteur de phase installé sur le mobile (navire ou vedette hydrographique) couplé à une station fixe de référence.

Le GPS différentiel nécessite des références horizontales et verticales précises afin de déterminer la position de chaque sonde dans un système géodésique tel que le NAD 83 et de déterminer la profondeur exacte de chaque sonde rapportée à un niveau de référence tel que le LAT ou le MLLW. L'écart entre les altitudes GPS (hauteurs ellipsoïdiques) et le zéro des cartes doit être défini pour chaque levé. Cet écart n'est pas constant et peut être complexe ; sa détermination peut nécessiter des observations supplémentaires pour comprendre la complexité de la géodésie et les caractéristiques de la marée dans la zone du levé. Un écart constant est généralement appliqué aux petites zones tandis que les régions plus étendues doivent faire l'objet d'interpolations simples ou complexes ; il faut parfois même recourir à une modélisation continue. Les zéros hydrographiques, la bathymétrie et la géodésie doivent être exprimés dans le même système de référence avant de commencer les travaux.

[▲] NdT : La référence aux plus basses mers astronomiques (LAT) a été substituée dans cet exemple à la hauteur moyenne des basses mers inférieures (MLLW) utilisée aux États-Unis.

L'utilisation du GPS cinématique doit être envisagée dès la préparation et si nécessaire, un contrôle géodésique du niveau de référence de la marée doit être effectué avant le début des travaux pour définir la relation entre le zéro hydrographique et la surface GPS de référence dans la zone du levé afin d'être en mesure d'exprimer les sondes en hauteurs ellipsoïdales. La quantité de travail requis dépend de la qualité des couvertures géodésiques et marégraphiques dans la zone (cf. NOS 2000).

3. COURANTS DE MARÉE

3.1 Introduction

L'hydrographe doit avoir une connaissance pratique des conditions océanographiques et météorologiques observées et prédites dans la zone pour naviguer en toute sécurité et exécuter ses travaux. Générés par les flots et les jusants, les courants de marée sont des facteurs prédominants qui influent sur les sondages, lesquels ne sont pas destinés à la seule production cartographique. Il convient également de décrire la marée et les courants pour alimenter les instructions nautiques et les annuaires, aussi l'hydrographe sera-t-il souvent appelé à mouiller et à relever des courantomètres.

3.2 Principes des courants de marée

Les courants sont des mouvements horizontaux des masses d'eaux qui peuvent être induits par la marée ou par d'autres phénomènes. Les courants de marée sont causés par l'interaction gravitationnelle entre le Soleil, la Lune et la Terre et font partie du même mouvement général des océans qui se manifeste par des montées et des baissées. Les autres types de courant non directement liés à la marée incluent les courants permanents du système de circulation océanique ainsi que les courants temporaires causés par les variations météorologiques.

Comme pour les marées, les pays utilisent différentes terminologies pour décrire le même phénomène. Le Royaume-Uni utilise le terme *tidal streams*, les États-Unis *tidal currents* et la France *courants de marée*. Le courant total, qui est la somme des composantes dues ou non à la marée reçoit en anglais le nom de *tidal flow*.

Les écarts sont parfois attribués à la différence entre les courants de marée observés et prédits ou à la différence entre le courant total et le courant de marée. Bien que les courants de marée soient dus aux mêmes forces génératrices, ils sont beaucoup plus variables et difficiles à prédire que les hauteurs de marées. Les mouvements de marée sont des scalaires (variation des hauteurs d'eau) tandis que les courants de marée sont des vecteurs (variation en direction et en force). La vitesse et la direction des courants en un lieu donné varient en fonction du temps, mais aussi des profondeurs. De plus, les caractéristiques d'un courant local ne peuvent pas être extrapolées, en particulier dans les zones de morphologie complexe (topographie du trait de côte) où la bathymétrie des eaux peu profondes et la configuration des chenaux peuvent créer des tourbillons de différentes tailles. Il est fréquent d'observer des cisaillements provoqués par des courants opposés en direction et en amplitude aussi, par suite de cette variabilité spatiale, les prédictions déduites des mesures ponctuelles d'un courantomètre ne peuvent être étendues ni à la région ni à la colonne d'eau.

Les courants non directement liés à la marée comprennent :

- les courants de circulation océanique générale ;
- les tourbillons, les courants circum-océaniques (*Western and Eastern Boundary currents*), le contre-courant équatorial ;
- les courants de circulation thermohaline ;
- les seiches ;
- les courants induits par le vent (spirale d'Ekman) ;
- les courants fluviaux et les courants de pente.

Les courants océaniques, induits ou non par la marée, ont naturellement tendance à être giratoires (figure 5.18). Si la Terre était complètement recouverte d'eau, les courants de marée à l'équateur oscilleraient théoriquement selon l'axe est-ouest sous l'effet de la force génératrice de la marée quand la Terre et le Soleil sont alignés dans le plan de l'équateur. De rectiligne à l'équateur, la rose des courants prend progressivement une forme ellipsoïdale en fonction de la latitude jusqu'aux pôles où elle devient circulaire. Cette variation, qui est fonction de la déclinaison de la Lune et du Soleil, est encore accentuée par la force de Coriolis qui infléchit les courants vers la droite dans l'hémisphère nord et vers la gauche dans l'hémisphère sud.

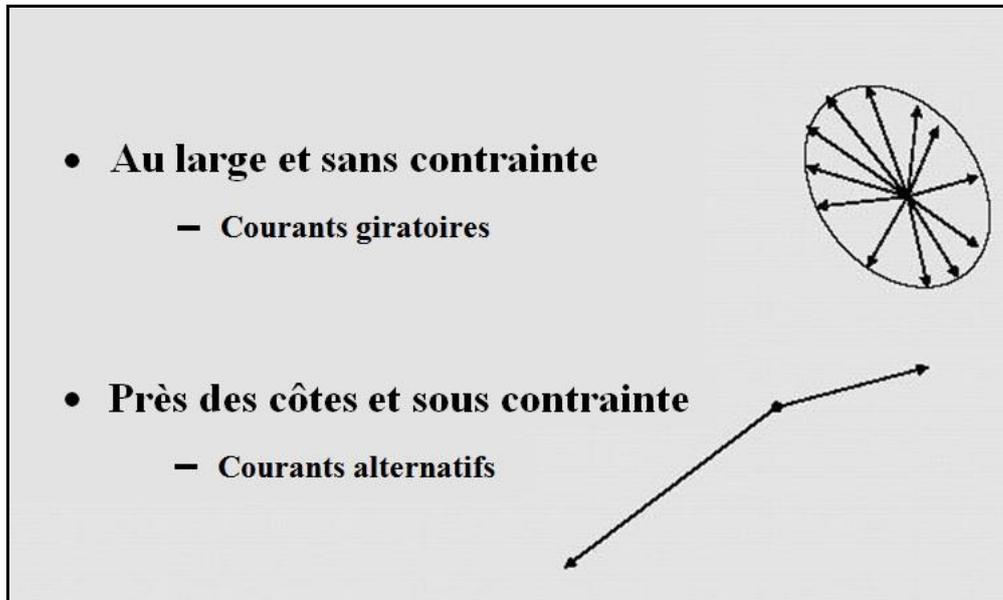


Fig. 5.18 « Courants de marée »

Dans les zones côtières, les courants et les flots ont tendance à être alternatifs en réponse naturelle à la bathymétrie et à la topographie des estuaires et des baies (figure 5.19). Les phases de courants alternatifs sont décrites comme ayant des périodes d'étale et de flux et de reflux maximaux. L'étale est la période de courte durée située entre le flot et le jusant. En général, le flot provient du large et se dirige vers la côte ou les petits fonds tandis que le jusant provient de la côte et se dirige vers le large et les grands fonds. Ces courants présentent des caractéristiques similaires à celles des marées de la région et sont de types semi-diurnes, diurnes ou mixtes. Leurs vitesses et leurs amplitudes sont sensibles aux variations de déclinaisons de la Lune et du Soleil ainsi qu'aux cycles périégée/apogée et périhélie/aphélie de la figure 5.4. Les flots et les jusants associés aux régimes de marées mixtes présentent des inégalités diurnes tout comme les hauteurs de marée.

La direction du courant, parfois appelée '*set*' en anglais, est par convention la direction du compas vers laquelle le flot se dirige ; la vitesse du courant, parfois appelée '*drift*' en anglais, est exprimée en nœuds par les navigateurs et en mètres par seconde par les scientifiques (1 nœud = 0,51444 m/s).

Les courants de pente sont dus aux différences de hauteurs d'eau entre deux bassins interconnectés (par ex. Hell's Gate à New York, canal du cap Cod et canal Chesapeake & Delaware). Les différences de hauteurs de marée sont causées par les différences de phase aux deux extrémités d'un détroit ou d'un bras de mer. Les courants de pente se produisent aux interconnexions des Grands Lacs et uniquement dans la direction descendante.

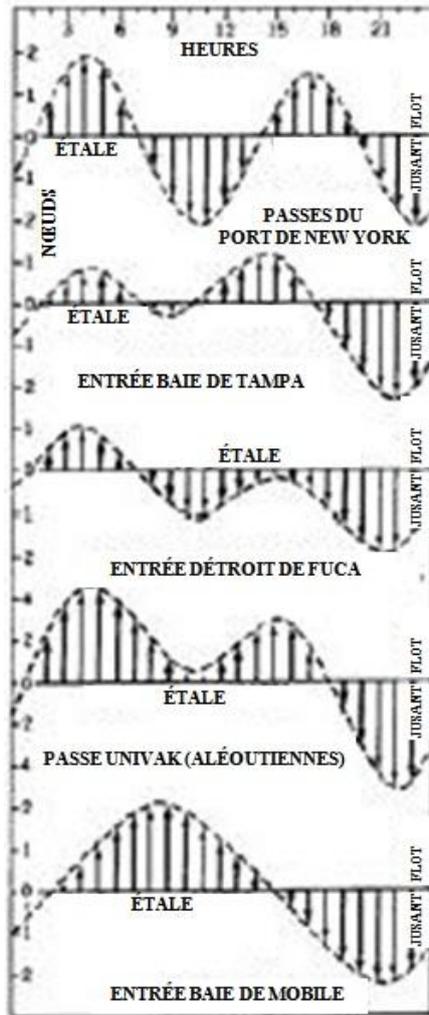


Fig. 5.19 « Courants alternatifs dans des passages resserrés »

En théorie, les courants de marée devraient être corrélés en temps et en force avec les heures et les hauteurs des pleines mers et des basses mers, car ils sont générés par la même force génératrice. Cependant, la réponse des bassins et des estuaires à cette force et la relation qui en résulte entre les courants et les hauteurs de marée est complexe et variable en fonction du lieu. En certains endroits, les courants maximums se produisent à mi-marée tandis qu'en d'autres, ils se produisent plus près des heures de pleines mers et de basses mers.

3.3 Mesures des courants

Il y a deux méthodes distinctes pour mesurer les courants : la méthode Lagrangienne utilise des flotteurs, des colorants à la fluorescéine, des cartes flotteurs, des ancres flottantes, des drogues, etc. et la méthode Eulérienne utilise un courantomètre mouillé en un point. Les deux techniques ont leurs avantages et leurs inconvénients selon le but recherché. La méthode Lagrangienne nécessite de pister les concentrations et les trajectoires des éléments à la dérive en fonction du temps ; elle est utile en trajectographie, pour suivre les dérives des nappes d'hydrocarbures et produits dangereux* et pour étudier la circulation dans les estuaires. Les flotteurs subsurface peuvent être aussi déployés pour suivre les courants en profondeur. Les courantomètres eulériens fournissent des séries de mesures de courant à des emplacements et des profondeurs déterminés, utilisables pour les prédictions classiques de courants de marée à l'usage de la navigation commerciale, des pêcheurs et de la plaisance. Les deux types de mesure sont utiles pour une compréhension complète des régimes de courant et pour la

* NdT : Classe HAZMAT aux États-Unis, HAZCHEM dans les pays du Commonwealth

mise au point et l'étalonnage des modèles hydrodynamiques de circulation. Les navires hydrographiques peuvent être appelés à mouiller différents types d'appareils de mesure de courant adaptés aux zones de sondages et aux informations recherchées.

Les premiers systèmes de mesure de courant étaient Lagrangiens et consistaient à observer les trajectoires de navires à la dérive ou de perches dérivantes déployées à partir de navires. Pour les travaux côtiers, cette méthode fut remplacée par des courantomètres mouillés, utilisant divers procédés mécaniques et électromécaniques. Ces systèmes comportent plusieurs courantomètres répartis à différentes profondeurs le long d'une ligne de mouillage verticale subsurface dont la longueur est fonction de la hauteur de la colonne d'eau ; le premier courantomètre est fixé le plus près possible de la surface. Les courantomètres mécaniques utilisent une combinaison d'ailettes, de rotors et d'hélices pour mesurer la direction et la vitesse du courant et comportent généralement un système d'enregistrement interne. Les mouillages sont de courte durée et ne dépassent pas quelques mois. Les courantomètres modernes, ou ADCP (*Acoustic Doppler Current Profilers*), utilisent l'effet doppler pour mesurer les profils de courant dans la colonne d'eau à partir d'un appareil mouillé au fond. Les courantomètres doppler peuvent être aussi déployés horizontalement pour mesurer les courants latéraux à différentes profondeurs dans les chenaux ou être remorqués pour mesurer les courants en fonction de la profondeur selon des coupes perpendiculaires aux chenaux. Ces courantomètres peuvent également être fixés sur des bouées de surface et orientés vers le fond dans une configuration qui permette la transmission des données en temps réel, soit par transmission acoustique soit par fil conducteur. Les courantomètres doppler fournissent des profils de vitesse et de direction du courant par cellules fixes, ou *bins*, le long de la colonne d'eau. La figure 5.20 montre quelques exemples de mise en œuvre de courantomètres.



Fig. 5.20 « Mise en œuvre de courantomètres Doppler (ADCP) »

De nouveaux systèmes de radars HF ont été développés récemment pour produire des cartes de courants de surface sur des zones étendues, ce qui est particulièrement utile pour les travaux hydrographiques. Ces systèmes côtiers sont constitués d'un réseau d'antennes d'émission et de réception ; ils fournissent quasiment en temps réel des vecteurs de courant pour des cellules fixes (*bins*) de la zone (voir figure 5.21).

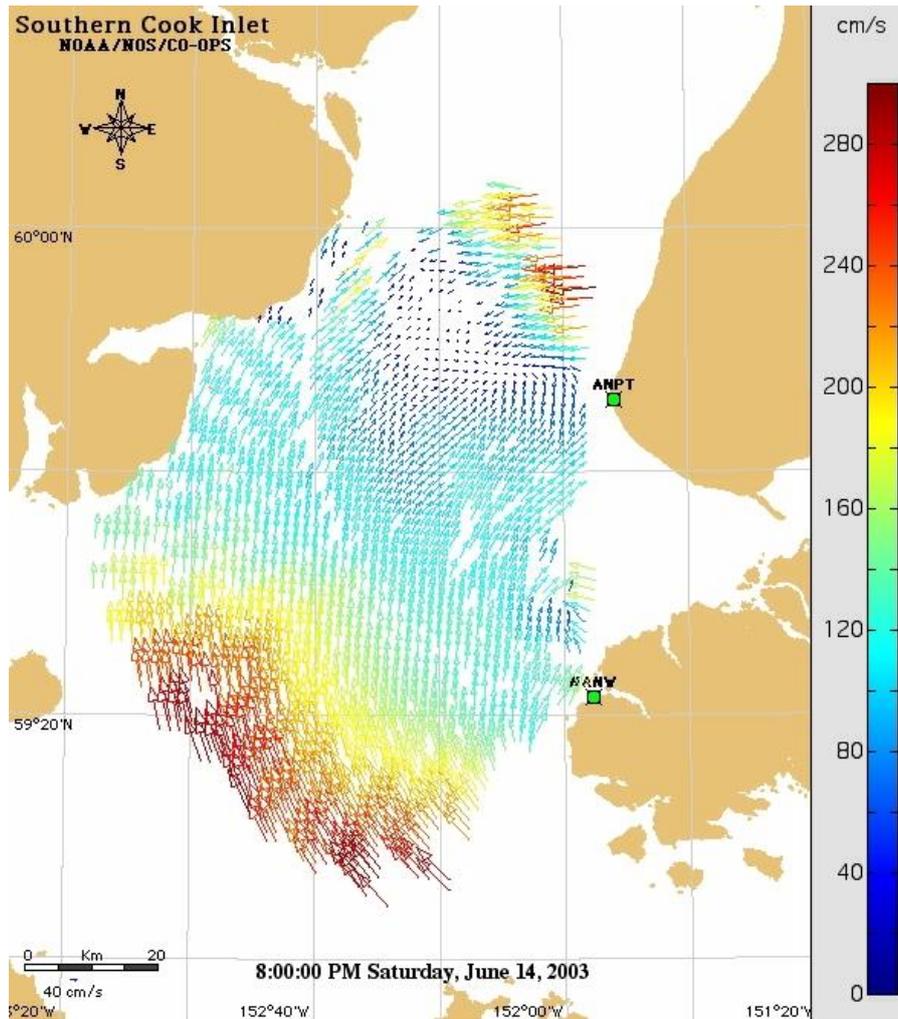


Fig. 5.21 « Carte de courants établie par radar HF à ondes de surface »

3.4 Prédiction des courants de marée

Les courants de marée, comme les hauteurs de marée, peuvent être prédits car ils sont causés par l'interaction du système bien connu Terre-Lune-Soleil. De même que pour les marées, ces courants peuvent être prédits par analyse harmonique des mesures réalisées sur une période de 29 jours de préférence, afin de couvrir un mois lunaire. Un minimum de 15 jours peut néanmoins être utilisé, car l'expérience montre qu'il est matériellement difficile de réaliser de plus longues durées d'observations pour une station de courantométrie ordinaire. Bien que la théorie et les méthodes soient les mêmes pour l'analyse harmonique des marées et des courants, l'analyse des courants de marée demeure plus complexe. Par exemple, dans le cas des courants alternatifs, l'analyse fournit deux ensembles de constantes pour les deux axes correspondant aux forces minimales et maximales du courant, l'axe du courant le plus fort étant la direction principale. De plus, l'analyse doit tenir compte des composantes du courant non induit par la marée.

Les navigateurs sont généralement intéressés par les durées et les forces des quatre phases du cycle du courant de marée. Les tables de prédiction des courants de marée du NOAA incluent l'étale de basse mer (*slack before flood*), le flot (*maximum flood current*), l'étale de pleine mer (*slack before ebb*) et le jusant (*maximum ebb current*). Dans les zones où le courant n'est jamais à l'étale (vitesse non nulle), les valeurs résiduelles du faible courant d'étale de pleine mer (*slack flood current*) et du faible courant d'étale de basse mer (*slack ebb current*) sont également prédites. Les stations de courants de marée prédits utilisent les mêmes concepts de ports de référence et de ports secondaires que les annuaires de

marée, mais ils ont recours à des coefficients pour corriger les prédictions journalières des stations de référence afin de calculer la force des courants en un lieu donné.

L'utilisation des prédictions de courants de marée est soumise aux mêmes restrictions que les prédictions de hauteurs d'eau. Une extrême circonspection doit être observée avant d'extrapoler une prédiction de marée ou de courant de marée au-delà de la zone d'observation. C'est particulièrement le cas des estuaires peu profonds et des fleuves où les courants de marées sont sujets à des variations spatiales en vitesse et en direction sous l'influence de phénomènes non liés à la marée tels que l'écoulement des rivières, les vent dominants et les courants d'advection indépendants des marées. Comme pour les hauteurs d'eau, les prédictions du courant de marée sont beaucoup moins fiables dans les zones où le rapport signal sur bruit est faible, c'est-à-dire quand le forçage du à la marée est faible par rapport aux causes extérieures.

RÉFÉRENCES

Admiralty Manual of Hydrographic Surveying, Volume 2, The Hydrographer of the Navy, U.K., Chapter 2, *Tides and Tidal Streams*, 1969.

“*Canadian Tidal Manual*”, Warren D. Forrester, Ph. D. sous contrat du Ministère des Pêches et des Océans, Ottawa, 1983.

“*Computational Techniques for Tidal Datums*”, rapport technique du NOAA/NOS CO-OPS 2, U.S. Department of Commerce, NOAA/NOS, décembre 2003.

“*Guidelines for Establishing GPS-Derived Ellipsoid Heights (Standards: 2CM and 5CM)*”, version 4.3, mémoire technique du NOAA/NOS NGS-58, novembre 1997.

“*Manual of Tide Observations*”, U.S. Department of Commerce, Publication 30-1, édition 1965.

“*NOS Hydrographic Survey Specifications and Deliverables*”, NOAA/NOS, Office of Coast Survey, Silver Spring, Maryland, U.S.A., mars 2003.

“*NOS RTK Team Final Report*”, rapport collectif final NOAA/NOS, 31 août 2000.

“*Standards and Specifications for Geodetic Control Networks*”, U.S. Federal Geodetic Control Committee, septembre 1984.

“*Tide and Current Glossary*”, U.S. Department of Commerce, NOAA/NOS, octobre 1989.

“*Tidal Datum Planes*”, U.S. Department of Commerce, Publication spéciale No.135, Marmer, 1951.

“*Tidal Datums and Their Applications*”, Publication spéciale N° CO-OPS 1, NOAA/NOS, juin 2000.

“*Understanding Tides*”, Steacy Dopp Hicks, décembre 2004.

“*Variability of Tidal Datums and Accuracy in Determining Datums from Short Series of Observations*”, rapport technique du NOAA/NOS 64, Swanson, 1974.

CHAPITRE 6

LEVÉS TOPOGRAPHIQUES

1. INTRODUCTION

Dans un levé hydrographique, la topographie consiste à effectuer les travaux nécessaires à la connaissance des terres émergées. Ces travaux comprennent la détermination du trait de côte et de son relief ainsi que le positionnement des amers naturels ou artificiels et des structures permanentes.

Ces informations sont en partie obtenues lors des opérations de positionnement des points à terre qui permettent de recueillir des détails sur la forme et la nature des structures caractéristiques destinées à figurer sur les cartes. Les autres sources de données comprennent la télédétection, la photogrammétrie aérienne et les images satellitales qui nécessitent de disposer de points d'appui afin de raccorder la topographie au système géodésique de référence.

Le terme topographie a souvent d'autres applications ; par exemple en océanographie il sera utilisé pour représenter l'allure des fonds ou encore, les fronts séparant certains types d'eaux. Toutes ces interprétations ont en commun qu'elles décrivent des surfaces recouvrant un corps physique.

Le présent chapitre traite de la topographie des côtes en tant que composante des levés hydrographiques, abordée en particulier sous l'angle de la description et de la localisation des détails de la côte. Il inclut la détermination du trait de côte, correspondant généralement à la limite des pleines mers, la description de l'estran et le positionnement des amers utiles pour la sécurité de la navigation.

Sauf dans les ports ou sur les façades maritimes affectées par des travaux d'aménagement, il est nécessaire de procéder à l'étude détaillée du littoral au moyen de levés topographiques.

Dans certaines circonstances, la plus grande partie des levés topographiques pourra être réalisée par photogrammétrie, auquel cas il conviendra de positionner des détails au sol identifiables sur les clichés. En complément, il faudra recueillir des informations permettant d'interpréter les détails caractéristiques de la bande côtière.

Au cours des levés topographiques côtiers, il est important de positionner toutes les aides à la navigation situées dans la zone, ce qui peut nécessiter de densifier le réseau géodésique horizontal et vertical. Dans tous les cas, le système de coordonnées de référence utilisé pour la topographie, la géodésie et les aides à la navigation (amers, feux, balisage, etc.) doit être cohérent avec celui du levé hydrographique. Cette précaution est essentielle pour le navigateur, qui se positionne par rapport aux amers et aux détails de la côte et qui doit retrouver chaque fois qu'il fait un point les profondeurs indiquées sur les cartes.

Ce chapitre traite des méthodes utilisées en topographie côtière traditionnelle puis en télédétection, allant de la photogrammétrie au traitement d'images satellitales.

À l'exception de quelques principes de base dont la répétition est jugée indispensable, le lecteur est supposé connaître le chapitre 2 (Positionnement) où sont traitées en profondeur les questions relatives aux coordonnées sur l'ellipsoïde et en projection ainsi que les méthodes de contrôle horizontal/vertical, l'instrumentation et les procédures opératoires.

2. TOPOGRAPHIE, REPRÉSENTATION DE LA FRANGE CÔTIÈRE ET DES AMERS

2.1 Spécifications

- 2.1.1 Tous les travaux doivent satisfaire aux normes minimales définies dans la publication S-44 (Normes de l'OHI pour les levés hydrographiques), en particulier ceux traités au chapitre 2 (Positionnement).
- 2.1.2 Dans la table 1 de la S-44, les erreurs de positionnement horizontal de la topographie côtière et des détails importants autres que les sondes doivent être inférieures aux tolérances du tableau ci-après :

	Ordre spécial	Ordres 1a et 1b	Ordre 2
Balisage fixe et détails topographiques utiles à la navigation (degré de confiance à 95%).	2 m	2 m	5 m
Trait de côte et détails topo. moins importants pour la navigation (degré de confiance à 95%).	10 m	20 m	20 m
Positions moyennes du balisage flottant (degré de confiance à 95%).	10 m	10 m	20 m

Tableau 6.1 (correspondant à la table 1 de la S-44)

- 2.1.3 Des vérifications détaillées et minutieuses doivent être menées afin de s'assurer que le système de référence utilisé pour confirmer les coordonnées des points de contrôle est le même. La vérification doit inclure les cahiers de points géodésiques et chaque fois qu'un doute survient, des contrôles supplémentaires doivent être effectués sur le terrain.
- 2.1.4 Pour s'assurer de la précision du positionnement, il convient de procéder à une vérification systématique de la cohérence du réseau nouvellement créé avec les listes de coordonnées des points anciens et d'éviter de fermer ce réseau sur le point géodésique utilisé au départ. Il faut par conséquent s'assurer du rattachement du réseau complémentaire en le fermant sur un autre point géodésique au moins.
- 2.1.5 Quand les satellites (GNSS) sont utilisés pour l'altimétrie, on doit également s'assurer qu'au-delà de la précision intrinsèque du système, les corrections entre les hauteurs rapportées à l'ellipsoïde de référence et le niveau moyen sont suffisamment exactes pour satisfaire aux normes de la S-44. La raison principale de cette précaution est de satisfaire aux spécifications relatives aux hauteurs d'eau, aux goulets ou déversoirs artificiels, aux travaux de génie côtiers, aux points d'appui de la photogrammétrie, aux levés de ports, etc.
- Les exceptions à ces règles concernent les levés effectués à partir de la mer et qui ont pour objet de représenter le trait de côte, les amers ou hauteurs des feux, phares et balises, où des erreurs en hauteur de $\pm 0,3$ m sont acceptables pour les alignements et jusqu'à $\pm 0,5$ m pour un signal ou un amer isolé. Dans le cas de points géodésiques destinés à préciser le trait de côte, la tolérance peut atteindre $\pm 0,5$ m pour l'ordre spécial et ± 1 m pour les ordres 1 ou 2 si la pente du rivage est inférieure à 10% ; elle peut aller jusqu'à $\pm 1\text{m} \pm 0,8 \text{ iH}$ pour les pentes plus escarpées où **H** est l'erreur horizontale du tableau 6.1 et **i** la tangente de la pente.
- 2.1.6 Les principales techniques utilisées pour la détermination des caractéristiques côtières sont :
- la cinématique temps réel avec GNSS (mode RTK, etc.) ;

- b. les points par relèvements inverses (distances électro-optiques/EODM, cercle hydrographique, théodolite, etc.) ;
- c. les cheminements (EODM, azimuts/distances, nivellement tachymétrique, tachéomètre ou cercle hydrographique et perche de 3 m)*;
- d. les points par relèvements directs (EODM, théodolite ou cercle) ;
- e. les photographies aériennes ;
- f. le piquage sur les cartes existantes.

(*) *Pour les cheminements avec cercle hydrographique et perche graduée, les angles horizontaux sont mesurés au cercle (voir chapitre 2, §5.3.1) et les distances calculées par transformation des différences d'angles de visée sur les deux extrémités d'une barre étalonnée (méthode de la parallaxe).*

2.1.7 Les méthodes de détermination dépendent de l'échelle du levé, du temps et des instruments disponibles. Par exemple, les cartes topographiques où figurent des petits détails peuvent être utilisées aux échelles de 1: 50 000 ou inférieures (1: 100 000). Les photographies aériennes peuvent également être utilisées quoiqu'en général, on leur préfère des images orthorectifiées et interprétées par un établissement du Service hydrographique national.

La photogrammétrie est aussi une méthode appropriée, mais il est conseillé de compléter le processus par des données de terrain recueillies lors de la reconnaissance préalable.

2.2 Méthodes de positionnement et précisions

2.2.1 GNSS (voir chapitre 2, § 6.1)

Les méthodes utilisant un système de radionavigation unique ne sont applicables que pour les cas cités au tableau 6.1 où une erreur de ± 20 m est acceptable. En prenant des précautions particulières, incluant la détermination expérimentale à l'issue du levé de corrections calculées sur des points connus et en limitant les observations à la période comprise entre 2 heures après le lever du soleil et 2 heures avant le coucher, elles peuvent être utilisées pour les précisions de ± 10 m, tant que la précision des corrections est compatible avec le tableau 6.1.

Les méthodes de GPS différentiel basées sur les observations de codes, avec des stations de référence situées sur des points géodésiques, peuvent être utilisées pour les précisions de ± 5 m. Pour les cas requérant une précision encore plus grande (correspondant aux valeurs ± 2 m du tableau 6.1), le processus utilisé doit être la mesure de phase des ondes porteuses L_1 , L_1/L_2 , etc.

Dans ces cas, les précisions potentielles suivantes doivent pouvoir être atteintes :

LONGUEUR DU VECTEUR	L_1	L_1/L_2
Jusqu'à 10 km	± 1 cm ± 1 ppm	± 1 cm ± 1 ppm
10 à 40 km	± 1 cm ± 2 ppm	
40 à 200 km	Non applicable	
Plus de 200 km		± 2 cm ± 2 ppm (*)

Tableau 6.2

(*) *Avec des durées convenables, une instrumentation et des logiciels spéciaux, l'erreur peut être réduite à ± 1 centimètre ± 1 ppm.*

Les précisions du tableau 6.2 devront être actualisées en fonction des améliorations apportées au GNSS depuis 2005, telles que l'addition d'une nouvelle bande L5, ainsi que l'entrée en service des systèmes GLONASS et GALILEO compatibles avec le GPS.

De même, les possibilités croissantes du mode cinématique temps réel laissent supposer que le RTK améliorera les performances des levés actuels et permettra de déterminer les points de contrôle au sol. Les technologies du moment (2004) permettent d'accéder à des précisions de $\pm 5 \text{ cm} \pm 5 \text{ ppm}$.

Au-delà des améliorations précitées, le GNSS prévoit en plus des possibilités existantes de rendre opérationnels les nouveaux services suivants :

- systèmes d'augmentation terrestres continentaux (GBASs) avec transmissions de stations implantées près des aéroports ou en d'autres sites utilisés intensivement ;
- systèmes de renforcement par satellites (SBASs) avec des satellites qui reçoivent des signaux de corrections différentiels émis par des stations au sol et qui retransmettent ces corrections compensées. Un des réseaux les plus complets et opérationnel depuis 2006 dans la zone Amérique et Pacifique est le WAAS (*Wide Area Augmentation System*) parrainé par le USFAA (*US Federal Aviation Association*).

Il est prévu que certains de ces services opérant avec des caractéristiques différentes croîtront en nombre et en capacités. Leur exploitation devrait permettre d'effectuer des levés sans stations de référence ; il ne faut pas toutefois se montrer trop optimiste s'il n'y a pas à proximité une station à terre entrant dans la compensation du système. Une autre méthode pourrait consister à implanter un réseau de stations actives, avec réception centralisée et transmission des éphémérides précises pour la région.

Revenant aux systèmes GPS différentiels procédant par mesure de codes et stations de base implantées sur des points géodésiques, certains, moyennant un traitement dit « sub-métrique », permettent d'obtenir des erreurs de l'ordre de $\pm 10 \text{ cm} \pm 10 \text{ ppm}$ sans utiliser strictement la phase L des porteuses et ce, sur des distances entre la station de base et le récepteur mobile allant jusqu'à 10 km.

Il y a une grande variété d'instruments sur le marché mais très peu satisfait à ces limites d'erreur. Il est, par conséquent, recommandé de les tester en stationnant en plusieurs points du réseau géodésique existant pour vérifier leur fiabilité à différentes distances.

Dans le reste de ce chapitre, il est supposé que le récepteur utilisé mesure les phases de l'onde porteuse (L1 ou L1/2) avec la précision indiquée au tableau 6.2 et que l'erreur en mode RTK ne dépasse pas $\pm 5 \text{ cm} \pm 5 \text{ ppm}$.

Idéalement, pour réaliser un levé topographique, tous les points doivent être positionnés à partir d'une station de référence dont la position est déjà connue. Dans le cas où les points géodésiques existants ne sont pas suffisants, il est nécessaire de densifier le réseau. La figure 6.1 illustre une telle préparation. À partir des points connus du réseau, de nouveaux points de contrôle sont créés au moyen de vecteurs GNSS utilisant des récepteurs en mode statique. Pour corriger les hauteurs géodésiques (au-dessus de l'ellipsoïde), afin de les rapporter au niveau moyen de la mer ou à toute autre référence spécifiée (voir chapitre 2), il est nécessaire de les rattacher en effectuant une station d'altitude.

Il est souhaitable de déterminer les points de contrôle photogrammétriques et les amers à partir de deux points géodésiques au moins. Les méthodes les plus rapides telles que les modes *stop and go* ou cinématique temps réel (RTK) peuvent être appliquées dans les deux cas et pour tout objet remarquable, pour autant que les normes du tableau 6.1 soient satisfaites.

Si, pendant le levé, il est nécessaire d'ajouter des points de contrôle supplémentaires, ceux-ci doivent être positionnés à partir de deux points géodésiques de position connue.

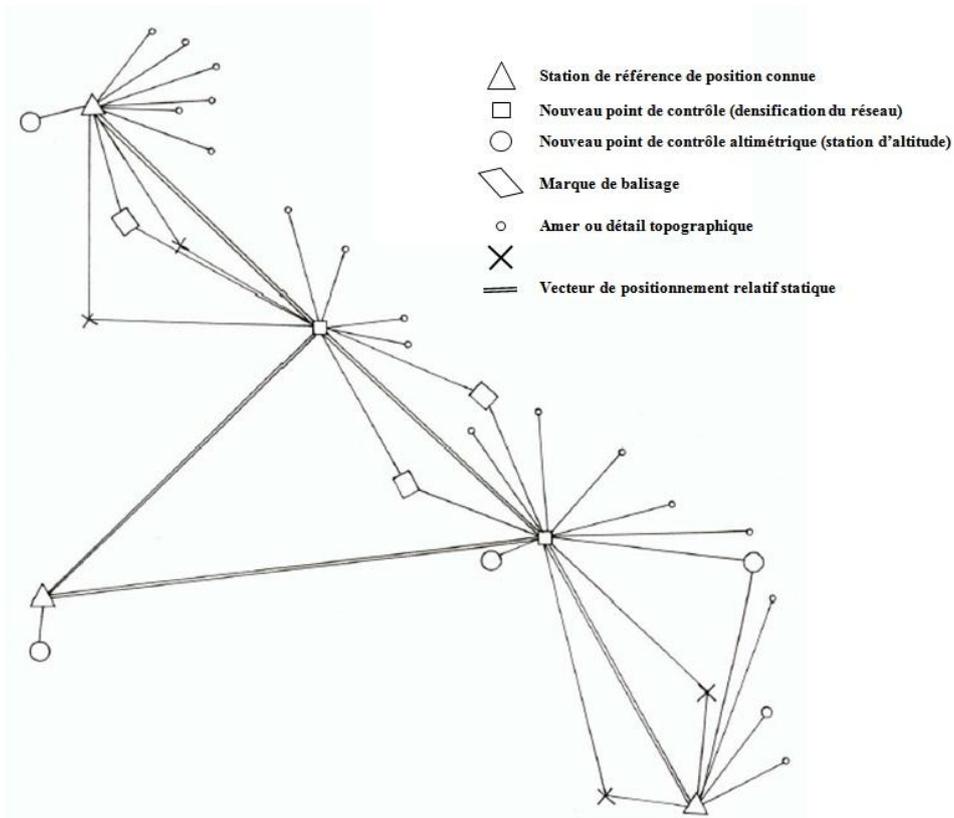


Fig. 6.1 « Préparation topographique »

La densification du réseau et l'entretien de bornes ou autres repères sont des opérations coûteuses aussi s'efforcera-t-on de les réduire au minimum. Des configurations comme celles de la figure 6.2 peuvent être adoptées.

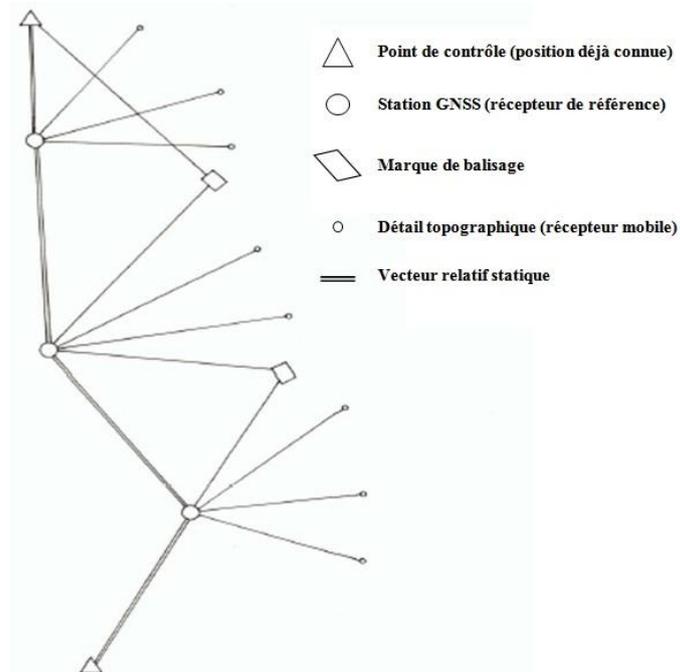


Fig. 6.2 « Topographie avec densification *a minima* »

En plus de servir de référence aux récepteurs mobiles, les stations GNSS sont reliées entre elles par des vecteurs relatifs statiques équivalents à un cheminement entre points de contrôle sans avoir à créer de bornage additionnel. Dans la plupart des cas, ces cheminements sont mesurés avec les mêmes instruments que ceux utilisés pour le positionnement des amers.

2.2.2 Triangulation (voir § 3.2.1, chapitre 2)

Cette technique est basée principalement sur les mesures d'angles. Jusqu'à la moitié du XX^{ème} siècle, c'était la méthode la plus courante pour établir des réseaux géodésiques et la seule utilisée pour positionner les amers, le balisage ou les points d'appui photogrammétriques. Elle a été remplacée à partir des années 60 par les instruments de mesure de distance électroniques (EDM) ou électro-optiques (EODM). Dans les années 90, les méthodes satellitaires se sont imposées, en particulier depuis l'établissement d'une couverture globale permanente.

En hydrographie, la méthode de triangulation la plus classique consistait à réaliser une série d'observations, telle que représentée à la figure 6.3, avec très peu de mesures de distance (lignes de base) et un grand nombre de mesures d'angles représentés ici par des directions. Un tel canevas comportait des observations surabondantes, chaque quadrilatère et ses diagonales étant observés dans les deux sens et les angles étant obtenus par soustraction des directions. Le facteur d'échelle du réseau était déterminé à partir des lignes de base.

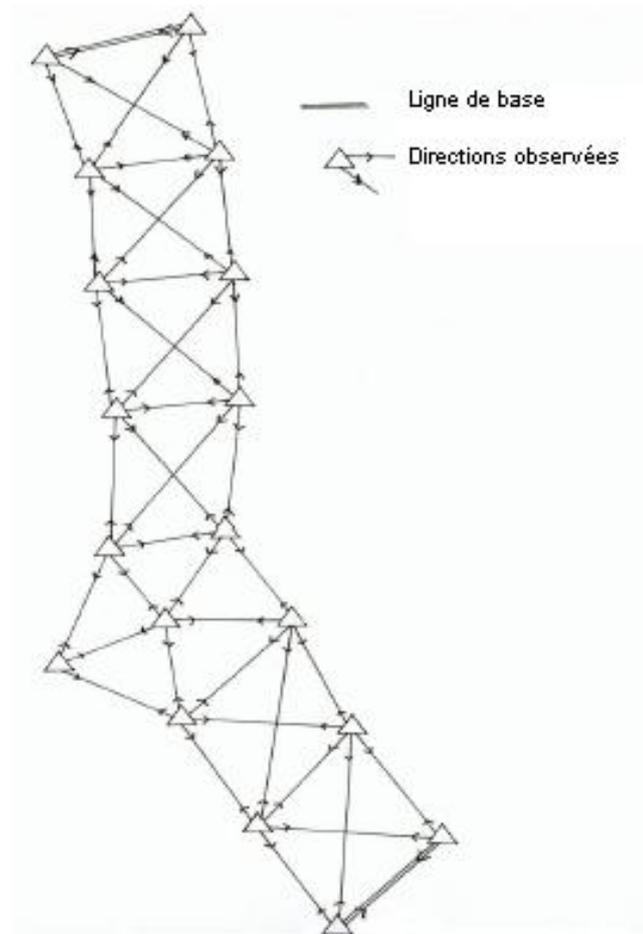


Fig. 6.3

Dans les systèmes géodésiques anciens et non rattachés, les positions et les orientations au point fondamental (*datum*) étaient déterminées par observations astronomiques de latitude, longitude et d'azimut. De nos jours, si les bornes de ce type de réseaux sont utilisées, il est nécessaire de les recalculer à partir d'observations GNSS afin de convertir leurs coordonnées dans un système universel tel que le WGS 84 (voir chapitre 2, § 2.2.3).

D'ordinaire, les longueurs des lignes de base étaient mesurées avec des précisions allant de 1 ppm à 3 ppm, et les directions de $\pm 0.5''$ à $\pm 2''$. L'erreur de propagation des distances (c.-à-d. la différence entre une longueur calculée par résolutions successives de triangles et la même longueur mesurée directement) pouvait être comprise normalement entre 20 ppm et 40 ppm.

Il faut tenir compte de ces limitations quand on compense un réseau ancien en lui ajoutant des observations GNSS. Sur des distances de 200 ou 300 km, on peut trouver des écarts de 2 ou 3 mètres. Indépendamment de la question du traitement de telles différences, il convient de disposer d'un nombre suffisant et bien réparti de rattachements aux points du réseau et d'algorithmes de conversion pour compenser les distorsions inhérentes aux systèmes géodésiques anciens (voir chapitre 2).

Quoiqu'il en soit, la densification d'un réseau ancien au moyen d'observations GNSS et le mélange avec des coordonnées issues de triangulations antérieures doivent être évités car ils conduisent souvent à des distorsions et des inexactitudes dans les résultats finaux. S'il faut à tout prix conserver les coordonnées d'un système ancien, il sera nécessaire d'adopter des stratégies de calcul très particulières et de faire état très tôt des limitations des valeurs ainsi obtenues.

Un canevas géodésique présentant des caractéristiques analogues à celles de la figure 6.3 aurait en général des côtés compris entre 15 et 25 km, 18 km en moyenne et des erreurs de fermeture angulaire de $\pm 1''$ à $\pm 2''$ par triangle. Il constituerait une triangulation de premier ordre. Une triangulation de deuxième ordre aurait des côtés plus courts (10 à 15 km) et des erreurs de fermeture de $\pm 2''$ à $\pm 4''$. Il y aurait de même des triangulations de troisième ordre et de quatrième ordre avec des côtés encore plus courts et des tolérances plus élevées, soit $\pm 5''$ pour une triangulation de troisième ordre et $\pm 10''$ pour une triangulation de quatrième ordre. Le tableau 6.3 ci-après fournit des valeurs caractéristiques pour ces différents ordres.

ORDRE	LONGUEUR DES CÔTÉS	ERREUR DE LECTURE DU THÉODOLITE (*)	NOMBRE DE TOURS D'HORIZON (*)	ERREUR ANGULAIRE SUR UNE DIRECTION	ERREUR DE FERMETURE
1	15 à 25 km	0,1 à 0,2''	9 à 18	0,1 à 0,5''	1 à 2''
2	10 à 15 km	1''	6 à 9	1 à 2''	2 à 4''
3	5 à 10 km	1 à 10''	4 à 6	2 à 3''	5''
4	2 à 10 km	10''	2 à 4	5''	10''

(*) Voir chapitre 2, §5.3.3

Tableau 6.3 « Caractéristiques des différents ordres de triangulation »

Pour chaque ordre de triangulation, les coordonnées des ordres supérieurs en précision étaient considérées comme fixes et l'usage des lignes de base et des stations astronomiques était généralement réservé aux deux premiers ordres.

Pour les travaux dans les ordres inférieurs, on s'appuyait en principe sur les points d'un ordre plus précis (partie gauche de la figure 6.4) mais dans certains cas de densification du canevas géodésique, il était nécessaire d'utiliser des points d'un ordre inférieur correspondant à des côtés plus courts (partie droite de la figure 6.4), en particulier quand les tours géodésiques qui permettaient les visées au-dessus

des arbres ou des obstructions topographiques avaient été démontées. L'impossibilité d'effectuer de longues visées imposait ce type de solution.

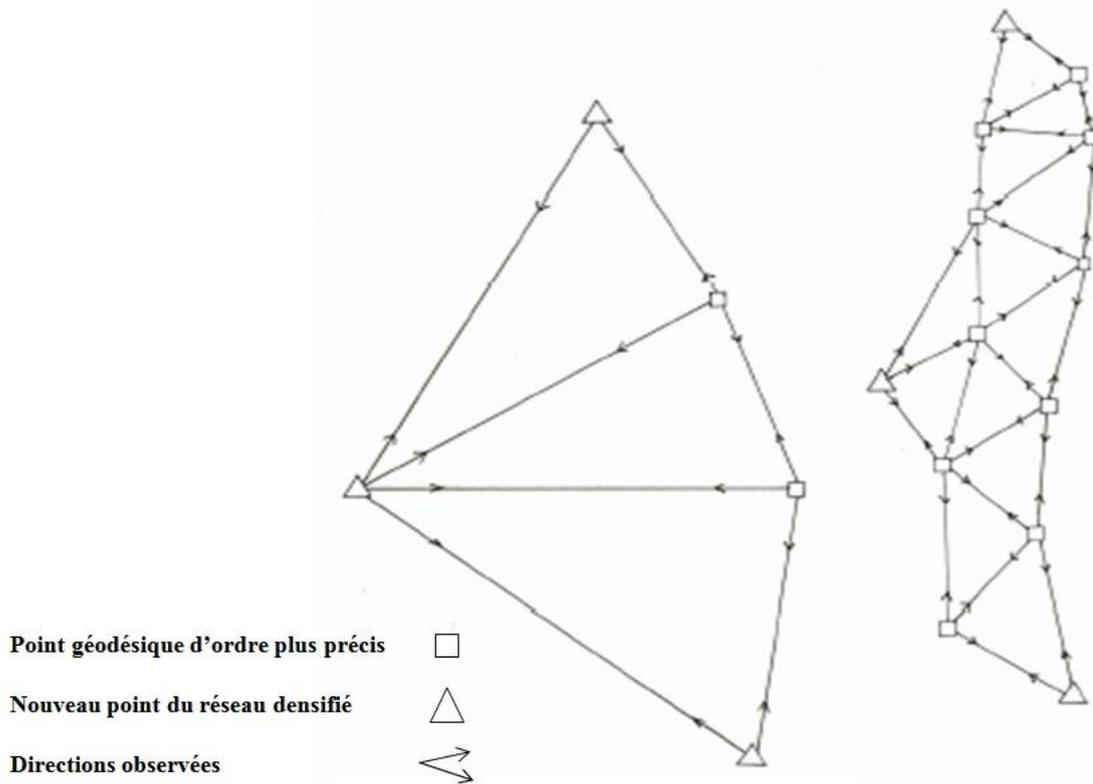


Fig. 6.4 « Densification d'un réseau géodésique »

Dans certains levés hydrographiques, le terme triangulation a été utilisé pour décrire des points observés sous fusées éclairantes (voir § 2.2.4). Des *flares* étaient largués sous parachute à la verticale du point à localiser et, pendant qu'elles brillaient, elles étaient visées simultanément à partir de stations connues. Cette pratique a été beaucoup utilisée pour positionner des points à la côte. Des ballons, des tirs éclairants et des cibles mobiles surélevées ont également été utilisés.

Le terme triangulation a été aussi utilisé pour des relèvements directs au cercle sur des points géodésiques, combinés avec des relèvements inverses effectués en ces points. Le stationnement en un point dont on cherche à calculer la position est traité au § 2.2.4 consacré aux relèvements inverses.

Bien que ces techniques soient devenues désuètes par rapport aux méthodes modernes mieux adaptées, elles sont encore efficaces.

Un des aspects caractéristiques de la triangulation est l'influence de la forme de la figure sur la propagation des erreurs qui a pour effet que les erreurs de positionnement ne dépendent pas seulement des erreurs de mesure mais aussi de la géométrie du réseau. Ce problème est traité au § 2.2.4 pour certains cas particuliers, mais il admet des solutions complexes dans le cas général. Par exemple, une chaîne unique constituée de triangles équilatéraux sera plus rigide qu'une chaîne comportant des angles inégaux. De même, un canevas carré sera plus rigide qu'une chaîne constituée de rectangles ou de trapèzes avec des diagonales semblables.

2.2.3 Cheminements (voir chapitre 2, § 3.3.1 à 3.3.4)

Avant la décennie 1950-1960, l'utilisation des relèvements/distances était réservée aux petites zones mais avec le développement des distancemètres EDM et EODM, des réseaux comportant des côtés

plus longs (5, 10, 15, 20,... km) ont été créés. Comme indiqué au début du § 2.2.2, ces techniques ont remplacé la triangulation.

A une certaine époque (aux environs de 1960), la mode fut à la trilatération (voir chapitre 2, § 3.2.2.) mais cette nouvelle technique basée exclusivement sur la mesure des côtés fut rejetée rapidement, en raison principalement de l'insuffisance de contrôles internes. Les mesures des trois angles d'un triangle, par exemple, comportent une condition de fermeture tandis que celles des trois côtés n'en ont pas. Un quadrilatère avec les directions de ses deux diagonales et de ses quatre côtés comporte quatre conditions de fermeture angulaire tandis que la trilatération de ces 6 longueurs n'autorise qu'une seule vérification. La supériorité de la triangulation est relative car elle nécessite quand même la mesure d'une ligne de base tandis que la trilatération peut être conduite sans mesure d'angle.

La combinaison des deux techniques, appelée parfois triangulatération (ou polygonation), donne des résultats acceptables. On la désignera ici sous le nom de cheminement, bien qu'un cheminement soit plutôt un enchaînement simple de mesures d'angles et de distances.

Une des propriétés les plus importantes du cheminement est que la propagation des erreurs est indépendante de la configuration. Il n'est pas nécessaire d'établir un réseau complexe comportant des géométries particulières ou des tours géodésiques afin de faciliter les visées. D'un point de vue pratique, ce genre de réseau qui permet d'obtenir une répartition uniforme des points géodésiques se prête aux levés et aux revues d'amers.

En général, il est recommandé de maintenir un équilibre raisonnable entre les précisions des deux paramètres mesurés (angles et distances) pour réduire la dépendance des résultats à la géométrie du réseau. Une des formules applicables est :

$$\frac{\sigma_{DIST}}{DIST} = \frac{\sigma_{ANG}}{200000}$$

où σ_{DIST} est l'écart type des distances exprimées dans la même unité que $DIST$ et σ_{ANG} l'écart type des directions mesurées, exprimé en secondes sexagésimales. Pour $\sigma_{ANG} = \pm 1''$, la précision requise pour les distances est de 5 ppm (soit 1/200 000) ; pour $\pm 4''$, elle n'est plus que de 20 ppm (1/50 000).

Les erreurs d'angles et de distances tolérées ne doivent jamais être confondues avec les précisions de lecture ou les résolutions instrumentales. Il faut également tenir compte des limitations de l'observateur, des conditions ambiantes, des précisions de corrections, de l'heure de la mesure, etc.

Par exemple, pour une mesure de distance oblique de 5 km avec une inclinaison de 20°, une erreur de hauteur du point visé de $\pm 0,5$ m se traduira sur la projection horizontale par un écart de :

$$0.5 \text{ m} \tan 20^\circ = 0.18 \text{ m}$$

Bien que mesurée au géodimètre électro-optique dont l'erreur est de l'ordre de ± 1 centimètre ± 2 ppm, soit ± 2 cm à 5 km, la distance rapportée au plan horizontal sera entachée d'une erreur de ± 18 centimètres.

Une distance mesurée avec un instrument EDM devra être corrigée des conditions ambiantes (pression, température, humidité).

L'humidité est calculée d'après la pression et les différences de température observées sur des thermomètres à crécelle secs et humides ; c'est une procédure très importante pour les mesures par micro-ondes. Aucune observation ne doit être réalisée avec un EDM par atmosphère sursaturée (pluie, brouillard) ; avec les EODM, l'humidité est moins importante bien qu'elle influe sur la longueur d'onde de la lumière. Les faisceaux LASER ont un avantage parce qu'ils sont fondamentalement

monochromatiques et il est généralement suffisant de mesurer la pression et la température. Pour les longues distances (plus de 5 km), il est recommandé de mesurer les paramètres d'environnement aux deux extrémités de la portée et d'en faire la moyenne.

Les fabricants fournissent habituellement des tables de corrections pour leurs instruments. Les EODM doivent utiliser les mêmes prismes que ceux qui ont servi à l'étalonnage afin d'éviter des erreurs de distances qui peuvent parfois dépasser le centimètre.

Pour les distances de plus de 5 km, une correction de rayon de courbure de la terre doit être appliquée. Cette correction est égale à

$$+ \frac{(1-k)^2}{24R^2} D^3$$

où k est le module de réfraction atmosphérique (rapport entre le rayon de courbure de la terre et celui du rayon lumineux). Par conditions moyennes, il est de 0,25 pour les micro-ondes et de 0,13 pour les ondes lumineuses. Il est suffisant d'introduire dans la formule la valeur moyenne du rayon de la terre.

$$R = 6371000\text{m}$$

La figure 6.5 représente la distance mesurée D et la distance réduite à la surface de référence S . Ces deux paramètres sont nécessaires pour la correction précitée et la correction de hauteur des points visés, qui est décrite ci-dessous.

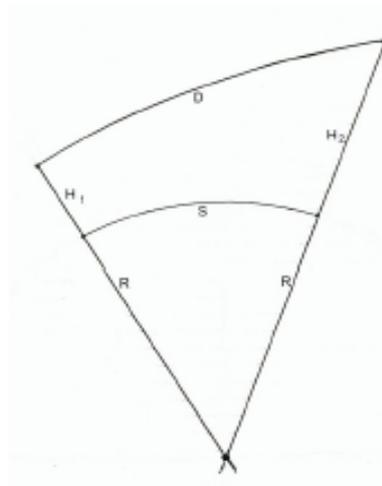


Fig. 6.5

Il est important de noter que la correction de courbure ci-dessus tient compte de la géométrie des deux arcs ainsi que de la conséquence physique de la propagation du rayon à un niveau légèrement inférieur à celui des deux extrémités où sont mesurées les conditions ambiantes moyennes.

La correction de hauteur et d'inclinaison du rayon est plus significative ; elle a pour expression :

$$S = \sqrt{\frac{D^2 - (H_2 - H_1)^2}{\left(1 + \frac{H_1}{R}\right)\left(1 + \frac{H_2}{R}\right)}}$$

La méthode de mesure des hauteurs, et surtout de leur différence $\Delta H = (H_2 - H_1)$, affecte la correction, comme on peut le constater en différenciant S par rapport à ΔH , ce qui permet de retrouver l'expression de l'erreur citée précédemment

$$S \approx \sqrt{D^2 - \Delta H^2}$$

$$dS \approx \frac{\Delta h}{\sqrt{D^2 - \Delta H^2}} d\Delta h = id\Delta H$$

En conclusion, l'erreur $d\Delta H$ sur la différence de hauteur doit être multipliée par la tangente de la pente $i = \tan \alpha$, pour obtenir l'erreur dS sur la distance rapportée à la surface de référence.

Dans les levés topographiques, il est d'usage de faire les calculs en coordonnées planes. Pour cette raison, il est nécessaire d'appliquer au préalable les corrections de réduction au plan de projection. Le calcul de ce type de corrections est décrit au § 2.2.5.

La résolution la plus courante et la plus précise d'un cheminement en projection consiste à faire un calcul approché des coordonnées des nouveaux points en partant des points connus et en utilisant les observations non corrigées. Les résultats sont moyennés en utilisant les observations surabondantes. Une fois les coordonnées provisoires déterminées, on applique les corrections ci-dessus aux équations d'observations dont les inconnues sont les corrections à apporter aux coordonnées provisoires. Ces inconnues sont déterminées par moindres carrés.

Si l'une quelconque des observations excède le niveau de tolérance (erreur maximale admise), les enregistrements originaux doivent être vérifiés et si aucune explication n'est trouvée, les mesures doivent être recommencées ; toutefois, si la redondance est suffisante, l'observation erronée peut être simplement supprimée et la compensation calculée sans elle.

Pour les cheminements classiques, une compensation approximative sera réalisée en répartissant d'abord l'erreur de fermeture angulaire, puis l'erreur de fermeture des coordonnées, proportionnellement à la longueur des côtés ou à tout autre critère logique.

L'erreur de fermeture angulaire d'un cheminement doit être inférieure à :

$$\pm (5'' + 2'' \sqrt{n})$$

où n est le nombre de points stationnés au cours du circuit. Pour les cheminements secondaires exécutés dans le but de densifier un canevas géodésique, l'erreur peut atteindre :

$$\pm (10'' + 10'' \sqrt{n})$$

Si le but est limité à la détermination des coordonnées de détails côtiers, une tolérance plus grande encore peut être admise.

Les erreurs de fermeture des coordonnées ne doivent pas dépasser les valeurs énoncées au tableau 6.1, selon l'utilisation du réseau, en gardant à l'esprit que les coordonnées compensées des points intermédiaires sont entachées d'erreurs égales environ à la moitié de celles de la fermeture. Néanmoins, pour les canevas géodésiques, les erreurs de fermeture ne doivent pas excéder $\pm (0,2\text{m} + 10 \text{ ppm})$ pour les points du réseau proprement dit et $\pm (0,5 \text{ m} + 100 \text{ ppm})$ pour les stations complémentaires, et ce, afin de satisfaire aux tolérances du § 2.1.2.

Quand les erreurs excèdent la tolérance admise pour un cheminement, il existe des méthodes pour localiser la source d'erreur. Par exemple, quand une erreur de fermeture angulaire est décelée, le

relèvement du côté suspect est calculé à partir de toutes les composantes entrant dans le calcul de l'erreur de fermeture des coordonnées. Cependant, si l'erreur d'angle en un point est très grande, les angles ne doivent pas être compensés et le cheminement doit être calculé en repartant des deux extrémités, de telle sorte que la compensation des coordonnées soit réalisée sur le point suspect.

Quand un réseau est compensé par moindres carrés à partir des coordonnées provisoires, le processus permet d'accéder à partir de la matrice des variances-covariances aux erreurs des coordonnées. Ce calcul n'est pas aussi évident pour un cheminement car les erreurs de fermeture des coordonnées sont plus générales. Dans de tels cas, on attribuera aux points à mi-parcours une compensation de l'ordre de la moitié de l'erreur de fermeture, que l'on réduira en se rapprochant des extrémités.

Le calcul des cheminements en coordonnées planes est très simple ; il est représenté à la figure 6. L'orientation de la grille initiale est obtenue au moyen des composantes ΔE et ΔN du vecteur joignant les points géodésiques P et Q de coordonnées connues. On écrit :

$$\operatorname{tg} B_{PQ} = \frac{E_Q - E_P}{N_Q - N_P} = \frac{\Delta E_{PQ}}{\Delta N_{PQ}}$$

où ΔE_{PQ} et ΔN_{PQ} sont affectés du signe + ou - selon le quadrant.

Si l'azimut vrai est rapporté au Nord géographique et non à celui de la projection, il faut tenir compte de la convergence γ des méridiens (cf. définition en annexe A). À partir de ce point, toutes les orientations (gisements par rapport au Nord de la grille) sont exprimées en projection. De plus, si la projection UTM est utilisée, il est acquis que les corrections d'angles et de distances spécifiées au § 2.2.5 ont été appliquées aux observations pour passer en représentation plane.

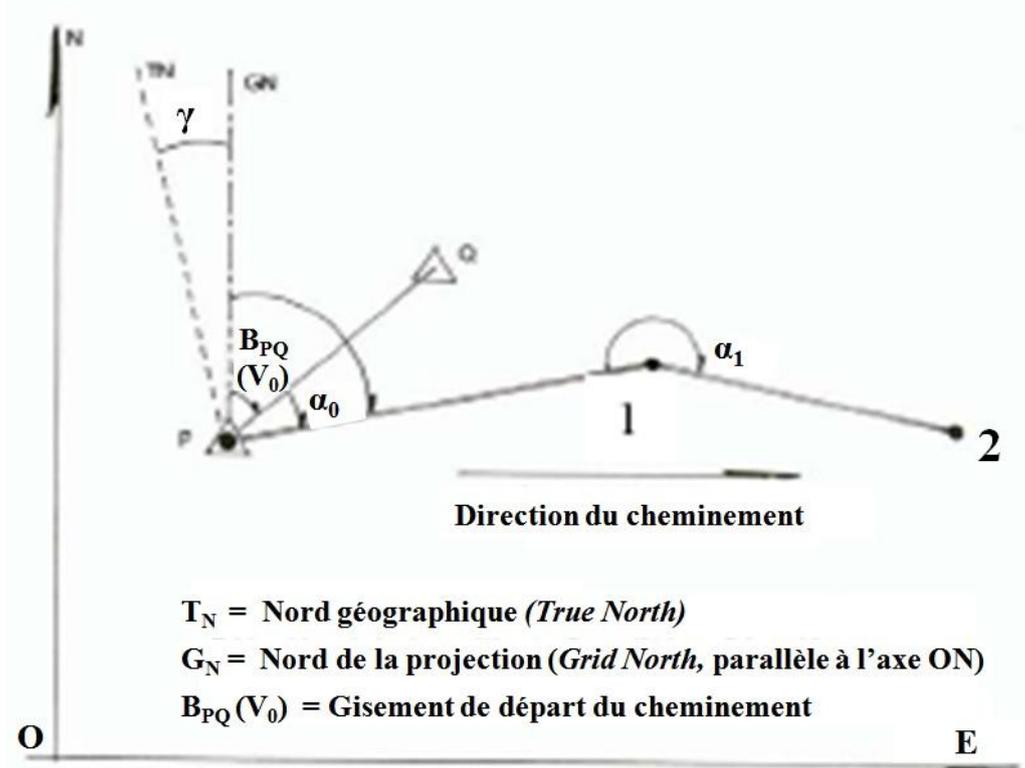


Fig. 6.6 « Calcul d'un cheminement »

Revenant au calcul du cheminement, l'azimut du premier côté est obtenu en ajoutant simplement la première visée* α_0 au V_0 et ainsi de suite :

$$B_{P_1} = B_{P_0} + \alpha_0$$

$$B_{12} = B_{P_1} + \alpha_1 \pm 180^\circ = B_{P_0} + \alpha_0 + \alpha_1 \pm 180^\circ$$

Le signe (+) est utilisé dans le cas où le terme de la portée précédente ($B_{P_1} + \alpha_1$) est supérieur à 180° et le signe (-) dans le cas contraire qui est le plus fréquent.

Les incréments de coordonnées sont obtenues par conversion des coordonnées polaires en coordonnées planes :

$$\Delta N = S \cos B$$

$$\Delta E = S \sin B$$

Il faut se souvenir que dans les cas d'un cheminement simple et avant de faire la transformation, il convient de répartir l'erreur angulaire de fermeture si cette dernière excède la tolérance prescrite. Dans les cheminements plus complexes, le canevas peut être complété par des relèvements directs ou inverses comme expliqué aux § 2.2.4 et 2.2.5. Les remarques relatives aux compensations mentionnées plus haut doivent aussi être prises en compte.

En ce qui concerne les compensations du réseau, elles ne sont pas développées davantage dans ce manuel car elles relèvent de l'établissement à terre qui dispose des logiciels appropriés. Cependant, il faut garder à l'esprit que de bons résultats ne peuvent être obtenus que si les données sont vérifiées sur le terrain et que les erreurs de fermeture ainsi que les calculs des points réalisés selon les différentes méthodes satisfont aux spécifications des instructions techniques.

Un cheminement simple est dit **fermé** s'il commence par deux points géodésiques et se termine par deux autres points géodésiques. Trois types de fermeture sont possibles : une fermeture angulaire et deux fermetures en coordonnées. Ce cas est illustré en haut de la figure 6.7 ; il permet un ajustement angulaire initial suivi d'une répartition des différences de coordonnées. Le cas particulier du cheminement simple commençant et se terminant par les mêmes points peut être traité comme ci-dessus, mais il est recommandé de l'éviter pour les raisons évoquées au § 2.1.4.

Le cheminement est dit **semi-fermé** (2^{ème} cas de la figure 6.7) quand aucun V_0 de fermeture permettant d'effectuer la compensation angulaire n'a été observé. Cependant, si les erreurs de fermeture en coordonnées sont acceptables, une répartition analogue au cas précédent pourra être réalisée.

Il est dit **incomplètement fermé** (3^{ème} cas de la figure 6.7) s'il commence et se termine par des points géodésiques de contrôle, mais qu'aucun V_0 n'a été observé. La seule vérification possible consiste alors à s'assurer que la distance PR calculée est cohérente avec les coordonnées des deux points géodésiques. La façon la plus simple pour calculer cette distance est de se donner une orientation arbitraire ou approximative, puis d'appliquer au résultat provisoire une rotation et une répartition des écarts de coordonnées constatés sur le point géodésique de fermeture.

* NdT : Le V_0 correspondant à l'orientation PQ se traduit en anglais par le terme B_{PQ} (B pour *bearing*).

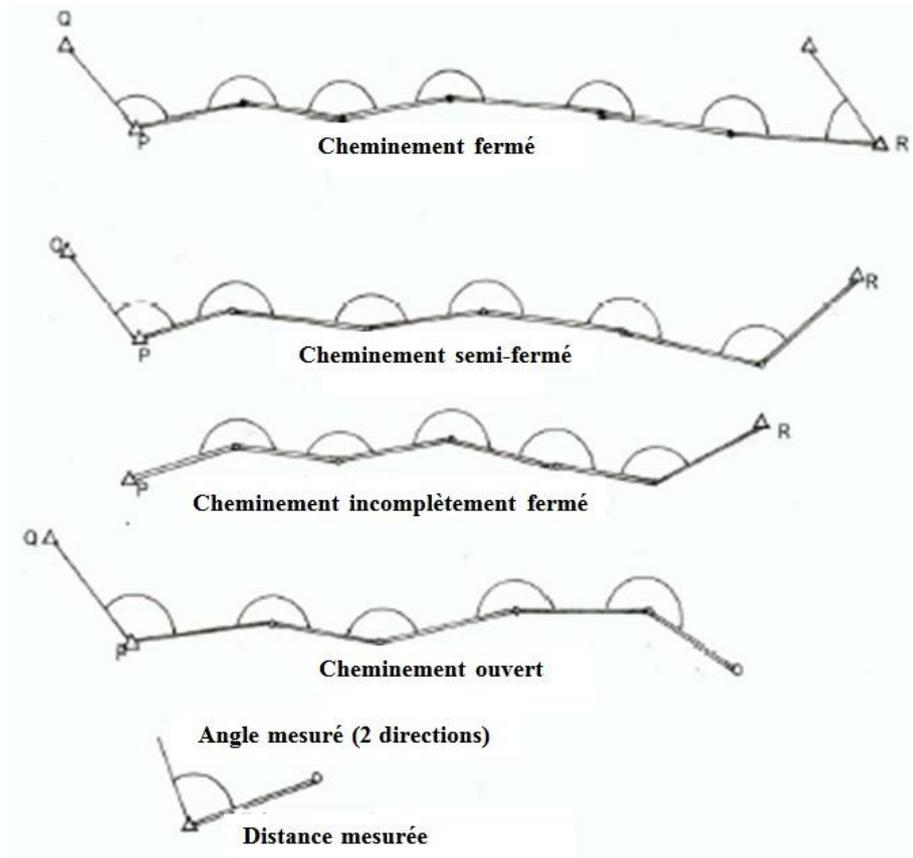


Fig. 6.7 « Différents types de fermetures »

Enfin, un cheminement simple sera dit **ouvert** s'il commence par deux points géodésiques mais se termine par des points inconnus en lesquels aucune vérification de fermeture ou compensation ne peuvent être faites. Cette configuration est à éviter, mais quand il n'y a pas d'autre choix, une prudence extrême devra être exercée et la nature provisoire des résultats devra être clairement affichée.

Les cheminements sont étroitement associés aux nivellements trigonométriques qui ont pour objet de déterminer des dénivelées par mesures d'angles verticaux (voir chapitre 2, § 4.2).

La façon la plus précise d'obtenir une dénivelée consiste à mesurer réciproquement et simultanément la distance directe entre les points et les angles verticaux à partir des deux stations :

$$\Delta H_{12} = \frac{i_1 + s_1}{2} - \frac{i_2 + s_2}{2} + D \sin \left(\frac{\alpha_1 - \alpha_2}{2} \right)$$

où (voir figure 6.8) :

i_1, s_1 sont les hauteurs du théodolite et du signal de la station 1;

i_2, s_2 sont les hauteurs du théodolite et du signal de la station 2;

D est la distance oblique (voir figure 6.5);

ΔH_{12} est la dénivelée entre les stations 1 et 2.

Les angles de site (α) sont positifs quand ils sont au-dessus de l'horizon et négatifs quand ils sont au-dessous. Dans la figure 6.8, α_1 est positif et α_2 négatif. Il convient d'observer les angles simultanément afin d'obtenir une valeur précise de la courbure du rayon qui change pendant la journée.

Une dénivelée mesurée dans ces conditions peut être entachée d'une incertitude de :

$$\pm 0,01 \text{ m} \cdot K$$

où K est la distance exprimée en kilomètres, qui correspond à une incertitude de 1 cm/km.

Si la distance oblique (D) n'est pas mesurée, mais la distance (S) rapportée à la surface de référence, normalement le niveau moyen de la mer, est accessible, ce qui est généralement le cas en triangulation (voir figure 6.5), la formule à appliquer devient :

$$\Delta H_{12} = \frac{i_1 + s_1}{2} - \frac{i_2 + s_2}{2} + S \left(1 + \frac{Hm}{R} \right) \operatorname{tg} \left(\frac{\alpha_1 - \alpha_2}{2} \right)$$

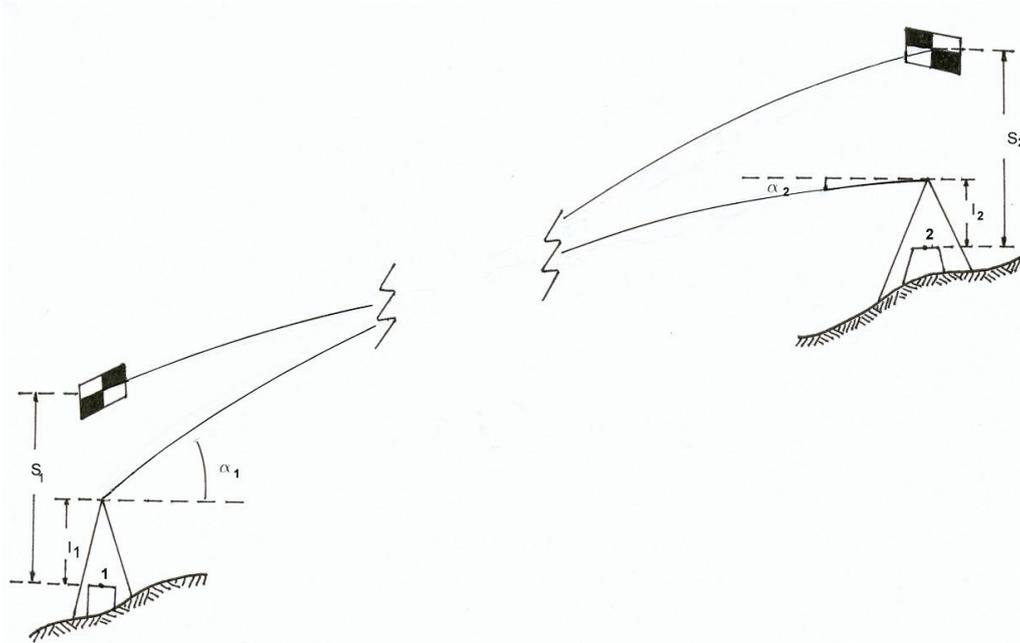


Fig. 6.8

Si l'angle de site n'est connu qu'au point 1, les formules à appliquer sont :

$$\Delta H_{12} = i_1 - s_2 + D \sin \alpha_1 + \frac{(1-k)}{2R} D^2$$

$$\Delta H_{12} = i_1 - s_2 + S \left(1 + \frac{Hm}{R} \right) \operatorname{tg} \alpha_1 + \frac{(1-k)}{2R} S^2$$

Dans les trois dernières formules, R est le rayon terrestre moyen, en principe 6 371 km, mais une valeur plus exacte relative à la latitude du lieu et à l'azimut peut être utilisée pour l'ellipsoïde adopté. La même remarque s'applique à la formule de transformation de D en S ci-dessous (voir figure 6.5).

$$S = \sqrt{\frac{D^2 - \Delta H^2}{\left(1 + \frac{H_1}{R} \right) \left(1 + \frac{H_2}{R} \right)}}$$

Hm est la hauteur moyenne qui est égale à :

$$Hm = \frac{H_1 + H_2}{2}$$

On l'utilise, si on ne connaît que H_1 , dans la formule :

$$H_m = H_1 + \frac{\Delta H_{12}}{2}$$

où ΔH_{12} est obtenu par procédé itératif permettant d'améliorer la valeur de H_2 .

Le coefficient k , ou module de réfraction atmosphérique, a été défini plus haut ; il est égal à :

$$k = 0.13 \pm 0.05$$

L'incertitude de la dénivelée trigonométrique obtenue par visée non réciproque est alors égale à :

$$\pm (0.01 \text{ m} \cdot K + 0.004 \text{ m} \cdot K^2)$$

Le nivellement trigonométrique est idéal pour corriger la pente des côtés de la polygonation et dans tous les cas où la connaissance de l'altitude est nécessaire à l'amélioration des précisions.

2.2.4 Intersections, relèvements directs et relèvements inverses

La méthode la plus simple pour déterminer les coordonnées d'un point se fait par intersection de deux relèvements observés en deux stations de positions connues. Ces deux relèvements sont eux-mêmes rapportés à des orientations de référence calées par visées (V_0) sur d'autres points géodésiques dont la connaissance permet de calculer les relèvements en projection. Exceptionnellement, la référence est un azimut astronomique ou gyroscopique, auquel cas on lui applique la convergence γ de la figure 6.6.

La figure 6.9 ci-après représente une intersection de deux relèvements directs. On notera que dans certains cas, surtout pour des distances courtes, les visées réciproques des deux points connus ($P_1 P_2$ et $P_2 P_1$) sont utilisées comme V_0 (B_1 et B_2) pour les relèvements directs du point (P).

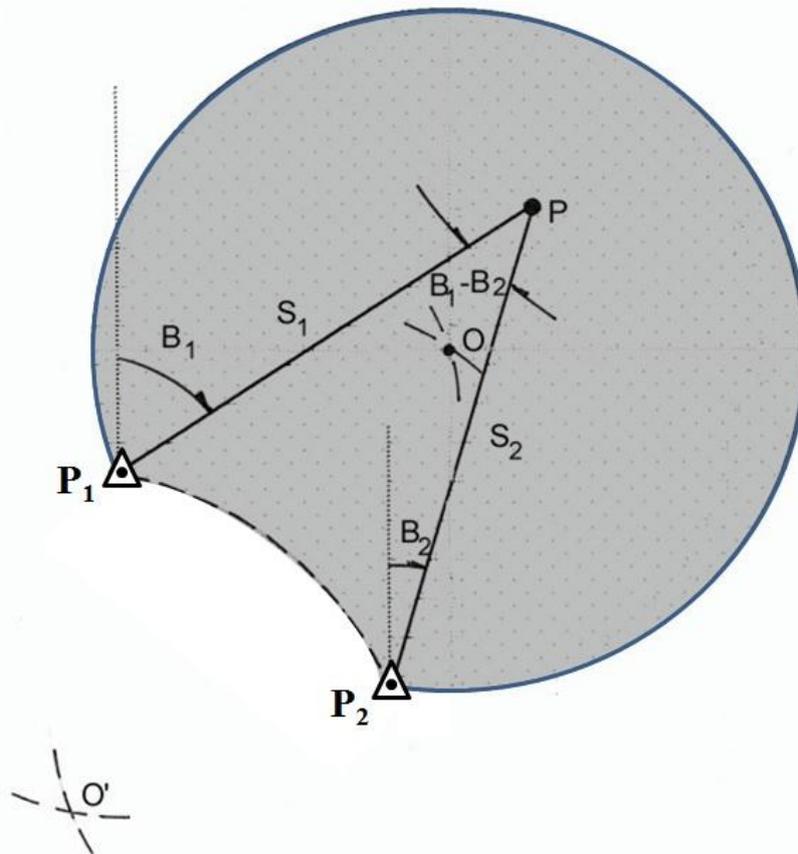


Fig. 6.9 « Intersection de 2 relèvements directs ou de 2 distances »

En plus des erreurs de relèvements en projection qui résultent principalement d'erreurs angulaires, les distances ($P_1 P$ et $P_2 P$) et l'angle formé par ces deux directions, qui est égal à la différence ($B_1 - B_2$),

contribuent aux erreurs des coordonnées de P. La règle la plus simple est que cette différence angulaire soit comprise entre 30° et 150° . La zone qui remplit cette condition est représentée en grisé sur la figure 6.9 ; elle est délimitée par les deux cercles dont les centres O et O' sont les sommets des triangles équilatéraux opposés par leur base commune P_1P_2 .

À l'extérieur de cette zone, les erreurs augmentent jusqu'à atteindre une indétermination pour les angles de 0° ou 180° .

Un autre cas d'intersection est celui des distances S_1 et S_2 mesurées entre P_1 et P_2 et le point (P) à déterminer. Cette intersection comporte deux solutions symétriques par rapport à l'axe P_1P_2 . Pour lever l'ambiguïté, il faut déterminer si P est situé à gauche de P_1P_2 (figure 6.9) ou symétriquement à droite. Une solution alternative consiste à noter la position relative des points P_1 et P_2 tels qu'on les voit de P, (dans la figure 6.9, P_1 est à droite et P_2 à gauche).

Les algorithmes permettant d'effectuer les calculs en projection et d'obtenir les coordonnées de P dans les différentes configurations évoquées sont indiqués au § 2.2.5.

Concernant les intersections entre relèvements directs et distances (arcs), les meilleures solutions sont obtenues quand l'angle de croisement ($B_1 - B_2$) est voisin de 90° . Dans ce cas, l'ellipse d'incertitude tend vers un cercle. Strictement parlant, bien que les erreurs de direction et de distance augmentent avec la distance et qu'on s'écarte toujours un peu de la règle idéale des 90° , leur utilisation reste une bonne méthode pour examiner rapidement la pertinence de la configuration.

Le cas des relèvements inverses classiques, connu sous le nom de problème de Snellius-Pothenot, se produit quand trois points géodésiques sont observés à partir d'une station inconnue (figure 6.10).

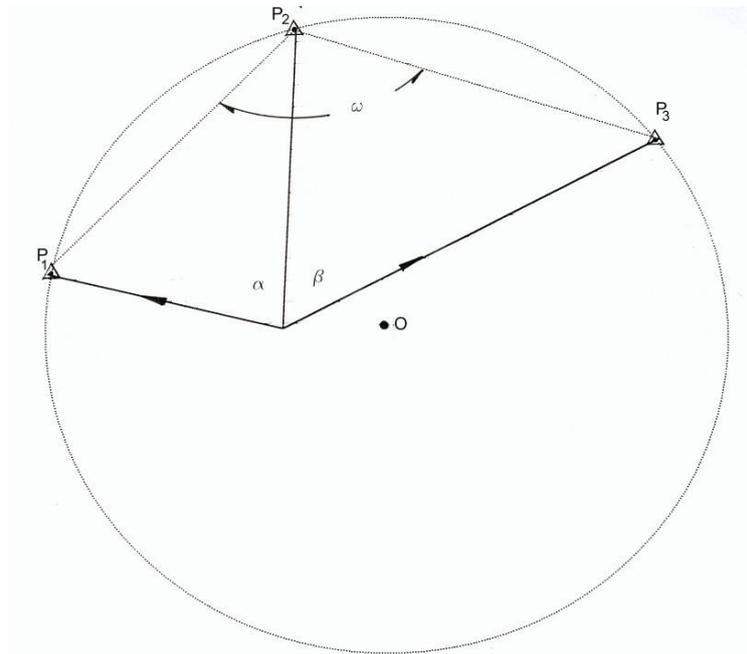


Fig. 6.10 « Relèvements inverses (problème de Snellius-Pothenot) »

Dans ce cas, l'indétermination survient quand la station à déterminer est située sur le cercle passant par les trois points connus, les angles α et β sous lesquels sont observés les points géodésiques étant identiques en tout point de leur arc capable. Il est relativement facile d'éviter cette configuration en vérifiant sur une carte que les points connus et la station à déterminer ne sont pas sur un même cercle.

Une autre méthode consiste à former la somme $(\alpha + \beta + \omega)$. Si celle-ci est voisine de 180° , la configuration doit être écartée.

L'algorithme de résolution incluant le calcul en projection plane est indiqué au § 2.2.5.

Les relèvements inverses étaient utilisés couramment par les hydrographes en géodésie avec théodolite et dans les travaux à la mer avec cercle hydrographique. Leur avantage est qu'il suffit de construire des signaux sur les points géodésiques et que par la suite, l'opérateur est libre de poursuivre ses travaux sans soutien à terre.

Il est possible de cumuler les relèvements inverses comme indiqué à la figure 6.11.

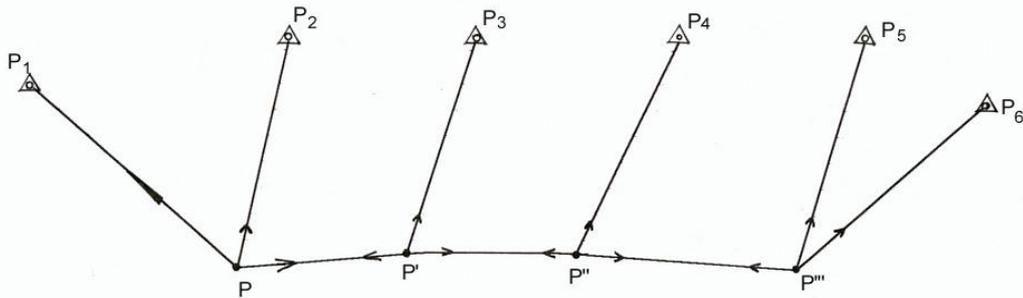


Fig. 6.11 « Enchaînement de relèvements inverses »

C'est à dire qu'à partir des nouveaux points P, P', P'', P''',... les directions vers les points connus P1, P2... P6 sont observées. La première et la dernière station à déterminer doivent observer deux points connus ; il suffit pour les autres d'observer une seule direction en plus des visées réciproques.

Il existe d'autres configurations particulières : celle, par exemple, qui comporte 2 stations à déterminer pour 4 points connus (problème de Marek), où celle qui ne comporte que 2 points géodésiques pour 2 nouvelles stations (problème de Hansen). Ces cas particuliers sont illustrés à la figure 6.12.

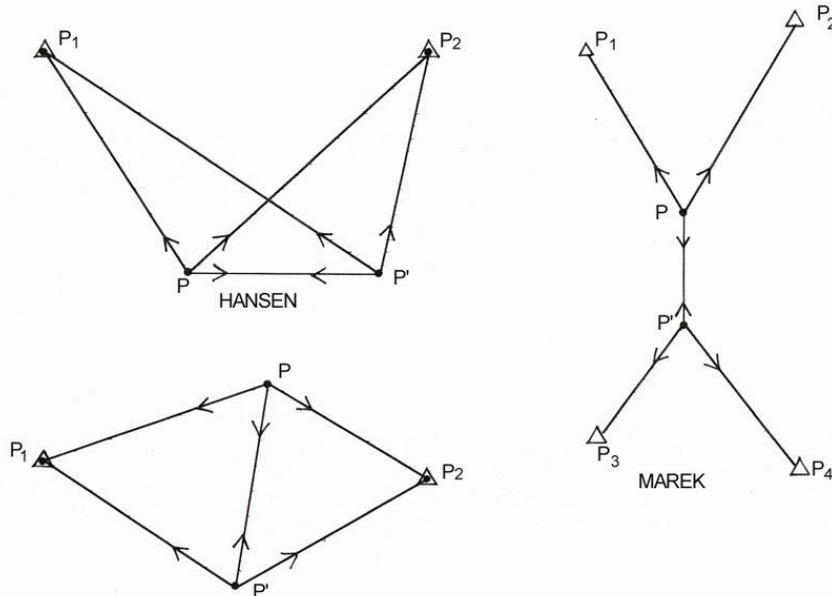


Fig. 6.12 « Divers cas de relèvements inverses »

Bien que ces cas de relèvements inverses à solution unique soient utiles, il ne faut pas en abuser car ils ne comportent pas de possibilité de vérification. Une solution simple consiste à leur ajouter des visées redondantes afin de permettre des vérifications.

En conclusion, pour déterminer une nouvelle station, il faut observer plus de trois directions vers des points connus en incluant les visées réciproques, comme illustré à la figure 6.13. Bien que chaque nouvelle station soit déterminée par observations de trois points connus, les visées réciproques entre stations doivent être incluses dans les calculs afin, notamment, de lever les indéterminations.

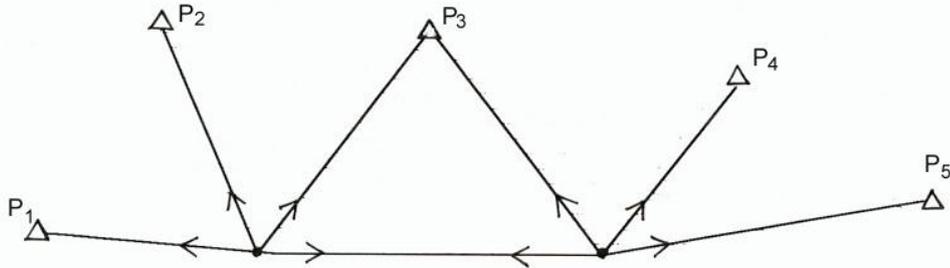


Fig. 6.13 « Relèvements inverses (cas général) »

Les solutions de ce type nécessitent des compensations, soit rigoureusement par moindres carrés, soit par moyenne itérative des solutions, pondérées en fonction de la qualité des intersections.

2.2.5 Algorithmes usuels

a) Corrections pour les calculs en projection (voir annexe A)

La résolution des figures rectilinéaires en projection nécessite l'application de corrections aux observations de distances et de directions. Dans ce paragraphe, nous traiterons de la projection de Gauss Krüger, également connue sous le nom de projection de Mercator transverse (UTM), car elle est souvent utilisée en topographie.

L'annexe A décrit cette projection dans le cas d'un « cylindre tangentiel » dont les déformations de distance, à partir du méridien central, sont données par la formule :

$$m = \frac{ds'}{ds} = 1 + \frac{x^2}{2R^2} + \dots$$

où x est l'abscisse Est, comptée sur le méridien central, ou encore :

$$x = E - X_0$$

quand un *Easting* conventionnel X_0 est utilisé.

Si cette relation est appliquée à deux points 1 et 2 distincts, elle devient :

$$\frac{S'}{S} = 1 + \frac{x_1^2 + x_1x_2 + x_2^2}{6R^2}$$

On notera que si ces deux points sont situés de part et d'autre du méridien central, le produit $x_1 x_2$ de leurs abscisses sera négatif.

De plus, le rayon terrestre moyen R doit correspondre à la latitude moyenne de la zone de travail et le passage en projection doit comporter un coefficient (K) pour

rapporter les distances au méridien central, comme pour la projection UTM (où $K = 0,9996$, cf. annexe A). L'altération linéaire (pour obtenir la distance en projection à partir de sa valeur sur l'ellipsoïde) doit être corrigée du même facteur :

$$\frac{S'}{S} = K \left(1 + \frac{x_1^2 + x_1 x_2 + x_2^2}{6R^2} \right)$$

$$S' = K \left(1 + \frac{x_1^2 + x_1 x_2 + x_2^2}{6R^2} \right) S$$

Les directions mesurées sont aussi affectées par une correction angulaire, tenant compte du fait que la représentation d'une géodésique (de l'ellipsoïde) sur le plan est une courbe dont la légère concavité est tournée vers le méridien central.

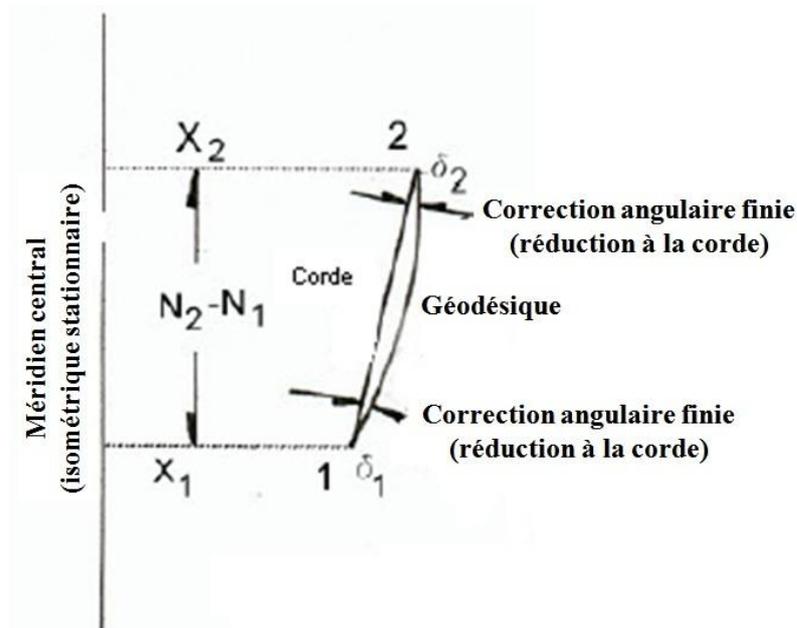


Fig. 6.14 « Corrections angulaires finies »

La figure 6.14 représente les corrections à appliquer pour passer de la représentation de la géodésique en projection à la corde qui la sous-tend. En respectant le signe de la correction, on peut écrire la relation :

$$(\delta_2 - \delta_1) = \frac{\rho''}{2R^2} (x_1 + x_2)(N_2 - N_1)$$

qui signifie que la somme des valeurs absolues des corrections angulaires est égale à l'excès sphérique du quadrilatère d'aire égale à $1/2 (x_1 + x_2)(N_2 - N_1)$, où ρ'' est la constante de transformation des radians en secondes sexagésimales ($\rho'' = 206265''$).

Comme la courbure de l'arc augmente avec les valeurs de x , l'abscisse x_1 de la station connue aura plus de poids que celle du point observé x_2 , d'où les égalités :

$$\delta_1 = \frac{\rho''}{6R^2}(2x_1 + x_2)(N_1 - N_2)$$

$$\delta_2 = \frac{\rho''}{6R^2}(2x_2 + x_1)(N_2 - N_1)$$

qui conduisent à la connaissance de la différence $\delta_2 - \delta_1$.

En général, s'il faut réduire une série de directions vers un point P_i observées à partir d'un point P_o , les corrections à appliquer (en respectant les signes) sont :

$$\delta_i = \frac{\rho''}{6R^2}(2x_o + x_i)(N_o - N_i)$$

On notera qu'à l'ouest du méridien central, les valeurs de x sont négatives; donc le signe de la correction angulaire finie est modifié automatiquement. Si la direction observée de la station connue vers le nouveau point est à cheval sur le méridien central, le changement de signe de x réduira le module de δ , ce qui est logique puisque la courbure de la géodésique change en franchissant le méridien.

Dans la pratique, on effectue un premier calcul des coordonnées en ignorant les réductions à la corde et les altérations linéaires. Celles-ci sont ensuite calculées avec les coordonnées provisoires et intégrées dans la détermination finale. Dans certains cas qu'on ne détaillera pas, les coordonnées provisoires sont utilisées dans les compensations.

b) Intersections de relèvements directs

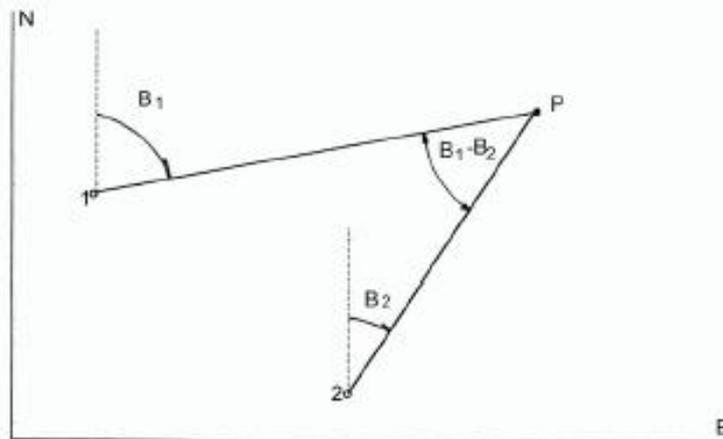


Fig. 6.15

La figure 6.15 représente une intersection de deux relèvements directs dans laquelle les angles B_1 et B_2 , sont connus en projection. Ces angles peuvent résulter d'observations ayant pour V_0 les directions (1 - 2) et (2 - 1).

Il existe plusieurs solutions et logiciels pour résoudre ce problème, dont les équations :

$$N = N_1 + \frac{[(N_1 - N_2)\sin B_2 - (E_1 - E_2)\cos B_2]}{\sin(B_1 - B_2)} \cos B_1$$

$$E = E_1 + \frac{[(N_1 - N_2)\sin B_2 - (E_1 - E_2)\cos B_2]}{\sin(B_1 - B_2)} \sin B_1$$

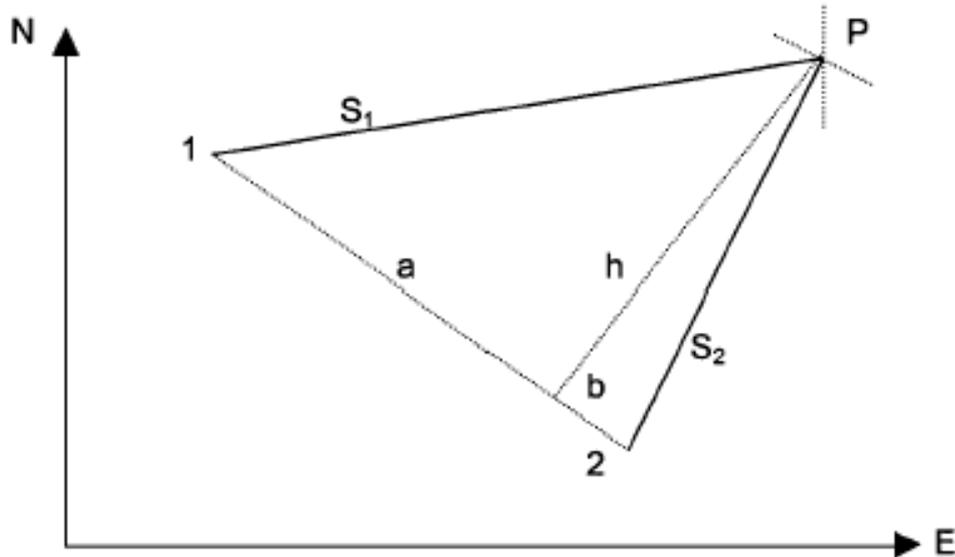
c) Intersections de distances

Fig. 6.16

Ce cas est illustré à la figure 6.16 ; il comporte deux solutions dont il convient de lever l'ambiguïté en précisant la position du point P par rapport à la ligne 1 - 2.

Le calcul des coordonnées de P utilise les formules suivantes :

$$S_{12} = +\sqrt{(N_2 - N_1)^2 + (E_2 - E_1)^2}$$

$$\sin B_{12} = \frac{E_2 - E_1}{S_{12}}$$

$$\cos B_{12} = \frac{N_2 - N_1}{S_{12}}$$

$$a = \frac{1}{2} \left(S_{12} - \frac{S_2^2 - S_1^2}{S_{12}} \right)$$

$$b = \frac{1}{2} \left(S_{12} + \frac{S_2^2 - S_1^2}{S_{12}} \right)$$

$$h = +\sqrt{S_1^2 - a^2} = \sqrt{S_1^2 - b^2}$$

$$N = N_1 + a \cos B_{12} \mp h \sin B_{12}$$

$$E = E_1 + a \sin B_{12} \pm h \cos B_{12}$$

L'indice associé à S correspond au cas où P est sur la gauche de (1 – 2) et l'exposant à celui où P est à droite.

d) Intersections de relèvements inverses

Comme on l'a vu au § 2.2.4 ci-dessus, les relèvements inverses sont des angles inscrits observés d'une station à déterminer vers trois points géodésiques connus. Ils sont représentés, avec les symboles utilisés dans l'algorithme, à la figure 6.17.

Avant de continuer, on rappellera qu'il existe de nombreuses solutions graphiques, numériques et mécaniques pour déterminer la position de la station recherchée.

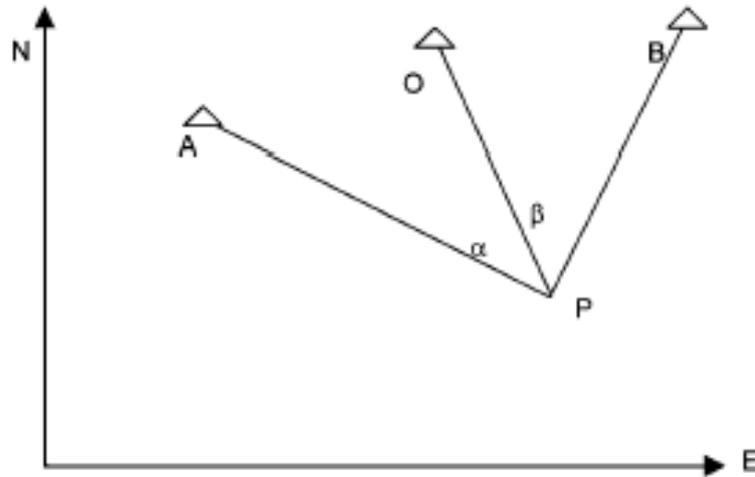


Fig. 6.17

Si l'on recourt à une résolution numérique, il faut disposer d'une méthode pour détecter les cas d'indétermination évoqués à la figure 6.10.

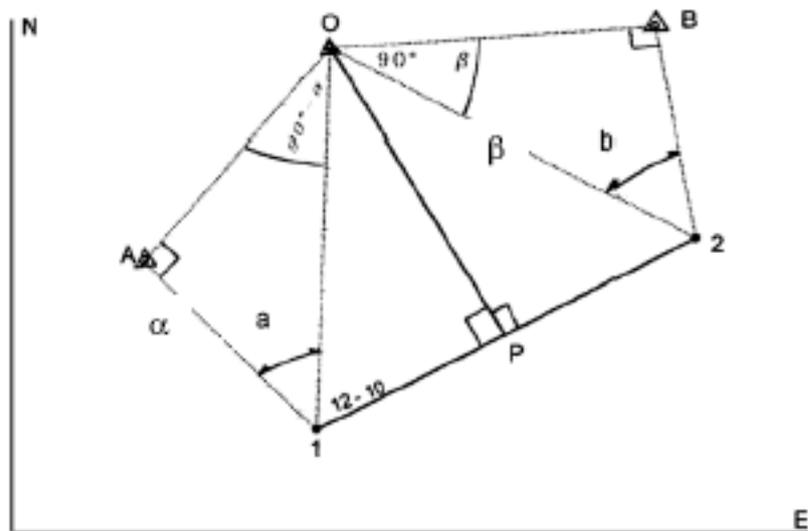


Fig. 6.18

L'algorithme proposé est schématisé à la figure 6.18. Il recourt à l'utilisation de deux points fictifs 1 et 2.

Les coordonnées de ces points sont calculées au moyen des formules suivantes :

$$\begin{aligned} N_1 &= N_A - (E_0 - E_A) \cot g \alpha \\ E_1 &= E_A + (N_0 - N_A) \cot g \alpha \\ N_2 &= N_B - (E_B - E_0) \cot g \beta \\ E_2 &= E_B + (N_B - N_0) \cot g \beta \end{aligned}$$

Quand les points 1 et 2 sont trop près l'un de l'autre, par exemple à moins du dixième de la distance AO ou OB, on en déduit que le réseau est proche de l'indétermination.

Les coordonnées N et E du point P sont obtenues par résolution de :

$$\begin{aligned} N &= N_1 + \overline{10} \cdot \cos \overrightarrow{12} \cdot \cos \overrightarrow{10} \\ E &= E_1 + \overline{10} \cdot \cos \overrightarrow{12} \cdot \sin \overrightarrow{10} \end{aligned}$$

où :

$$\begin{aligned} \overline{10} &\text{ est la distance (1 - 0), soit : } \sqrt{(N_0 - N_1)^2 + (E_0 - E_1)^2} \\ \overrightarrow{12} &\text{ est l'angle en projection de (1 - 2), soit : } [\text{tg } \overrightarrow{12} = (E_2 - E_1) / (N_2 - N_1)] \\ \overrightarrow{10} &\text{ est l'angle en projection de (1 - 0), soit : } [\text{tg } \overrightarrow{10} = (E_0 - E_1) / (N_0 - N_1)] \end{aligned}$$

Lors du calcul des orientations ($\overrightarrow{12}$, $\overrightarrow{10}$), il est nécessaire de bien identifier les quadrants au moyen des signes de ΔE et ΔN . On pourra utiliser à cet effet les sous-programmes habituels de transformation de coordonnées planes en coordonnées polaires.

Une autre façon de résoudre la dernière partie du calcul consiste à déterminer les coordonnées de P comme étant le pied de la perpendiculaire à la base (1-2) élevée en 0. On utilisera pour ce faire un sous-programme CAD (*Computer-Assisted Design*) disponible.

Divers contrôles peuvent être effectués, mais la méthode la plus complète consiste à calculer les relèvements en projection de P vers les points connus (A, O, B) et d'écrire ensuite :

$$\begin{aligned} \alpha &= \overrightarrow{PO} - \overrightarrow{PA} \\ \beta &= \overrightarrow{PB} - \overrightarrow{PO} \end{aligned}$$

2.2.6 Le nivellement et ses erreurs

Le nivellement trigonométrique et ses erreurs potentielles ont été discutés au § 2.2.3 (Cheminements). Il convient de noter que dans le cas d'intersections, des procédures similaires peuvent être utilisées avec les algorithmes et les calculs résultants. Il est aussi possible de les appliquer aux levés utilisant des coordonnées polaires avec des distancemètres (EODM) enregistrant des distances et des directions aux stations totales. Pour les distances supérieures à 100 m, il est important de s'assurer que le logiciel comprend des corrections de réfraction et de courbure de la terre.

Le nivellement direct à l'aide de niveaux à bulle ou automatiques est généralement plus précis. Dans le cas de nivellements géodésiques effectués avec des niveaux de haute précision et des mires INVAR (alliage acier/nickel ayant un coefficient de dilatation inférieur à 1×10^{-6} par °C) et en prenant des précautions particulières, la propagation d'erreurs peut être inférieure à :

$$1 \text{ mm}\sqrt{K}$$

où **K** est la distance du nivellement en kilomètres.

Avec une nivelle ordinaire, une mire en bois ou en plastique graduée comportant des joints ou des charnières, et des portées équidistantes inférieures à 100 m (écarts entre portées inférieurs à 3 m), une précision de l'ordre de :

$$7 \text{ mm}\sqrt{K}$$

peut être atteinte, à condition d'effectuer pour chaque portée des visées avant et arrière de précision de l'ordre de :

$$\pm 3 \text{ mm}\sqrt{K} \text{ en géodésie ou } \pm 10 \text{ mm}\sqrt{K} \text{ en topographie}$$

et de ne pas introduire de stations intermédiaires biaisées ou de précision moindre.

En hydrographie, les précisions les plus hautes seront réservées aux observatoires de marée permanents, suivis par les observatoires temporaires implantés pendant la durée des levés et par les calculs de hauteurs d'eau dans les ports et pour les besoins du génie civil.

Pour un levé hydrographique étendu (plus de 50 km) sans réseau de nivellement local, il faut fixer au minimum un niveau de référence auquel les observatoires de marée puissent être rattachés et implanter un repère sur lequel les futurs nivellements trigonométriques puissent venir s'appuyer. En prenant ces dispositions, il faut tenir compte des utilisations possibles au titre des techniques évoquées au § 2.1.6 et procéder à une analyse de la relation entre les observatoires de marée et les niveaux moyens.

Si l'on utilise des altitudes satellitaires (GNSS), les dispositions associées aux techniques du § 2.1.6 et au chapitre 2 doivent être prises en compte, particulièrement en ce qui concerne les corrections à appliquer aux hauteurs ellipsoïdales pour passer aux valeurs rapportées aux zéros hydrographiques. Indépendamment des modèles de correction proposés, il est nécessaire de les caler sur les points de contrôle altimétriques évoqués au § 2.2.1 et représentés à la figure 6.1. En d'autres termes, l'utilisation du GNSS en altimétrie doit être limitée à l'interpolation entre points plutôt qu'à l'extrapolation. Il est possible que ce concept évolue dans l'avenir mais en 2004, rien ne permettait d'accorder une confiance quelconque à un modèle de corrections générales, a fortiori dans les zones où des observations locales n'ont pas été réalisées pour les caler.

2.3 Levés côtiers et portuaires

2.3.1 Application des méthodes topographiques directes

La topographie côtière qui fait partie des levés hydrographiques est généralement réalisée par photogrammétrie ou autres procédés de télédétection. La tâche principale de l'opérateur consiste à interpréter correctement les détails topographiques, à délimiter le trait de côte et à recueillir les données relatives aux points géodésiques. Il doit s'assurer aussi que les marques de balisage et les stations de radionavigation ont leurs positions horizontales et verticales correctement déterminées.

Ces informations doivent souvent être recueillies au cours de travaux topographiques comprenant des observations et des mesures sur le terrain ; c'est le cas notamment des levés à grande échelle (1: 5 000, 1: 2 000, 1: 1 000...) intéressant les régions comportant des infrastructures portuaires ou des projets de génie civil tels que ports, débarcadères, déversoirs ou tous autres travaux d'ingénierie concernant l'estran et la bande côtière rapprochée.

La faible étendue des zones concernées et le degré élevé de précision requis justifie l'exécution de relevés topographiques *in-situ*.

2.3.2 Densité des points topographiés

Il convient tout d'abord de fixer l'échelle du levé. La méthode habituelle consiste à la définir en fonction des besoins de la représentation finale, pour laquelle on adoptera *a priori* une densité de un point par centimètre carré, sans en faire une règle trop rigide. La priorité doit être accordée aux sites présentant des changements de pente ou des détails caractéristiques tels qu'éminences, ravins, cols, corniches, talwegs, etc.

Généralement, les points établis dans les directions perpendiculaires au rivage fournissent plus d'informations utiles à la représentation morphologique que tout autre type de distribution.

Pour les formations naturelles ou artificielles plus ou moins indépendantes du relief, la densité de points doit être suffisante pour permettre une représentation compatible avec l'échelle envisagée. Les lignes droites ne seront repérées que par leurs points tournants et des simplifications encore plus grandes pourront être adoptées pour les structures orthogonales.

2.3.3 Techniques utilisées

Les techniques satellitaires (GNSS) sont idéales pour le positionnement dans le plan. S'il est prévu de les étendre au positionnement planimétrique et altimétrique, les dispositions du § 2.2.1 doivent être appliquées. En général, le processus est plus avantageux quand la densité des points à positionner est faible (par exemple, pour des distances entre points supérieures à 50 ou 100 m aux échelles de 1: 5 000 ou 1: 10 000 respectivement, etc.). Si le terrain le permet, les travaux seront conduits à bord d'un véhicule équipé d'un récepteur mobile et optimisés par traitement automatique des données.

La tachéométrie par distancemètres (EODM) répond particulièrement bien au positionnement de points rayonnants situés à 1000 m ou plus de stations connues. L'utilisation de stations totales munies d'une capacité d'enregistrement des relèvements/distances et d'autres attributs facilite le traitement rapide de l'information et la production de minutes de topographie complétées au fur et à mesure.

Les mesures de distances par mire INVAR graduées en centimètres sont adaptées aux points proches les uns des autres (50, 20, 10 m) et situés à moins de 200 m des stations de référence.

La distance à la mire est égale à $K \cdot m$ où K est une constante instrumentale généralement fixée à la valeur 100, et « m » la différence $L_D - L_G$. Si la visée est inclinée d'un angle α , la distance horizontale est alors égale à :

$$K \cdot m \cos^2 \alpha$$

et la hauteur du point observé à :

$$\Delta H_{12} = i_1 - S_2 + K \cdot m \cdot \frac{1}{2} \sin 2\alpha_1$$

où i_1 , S_2 , y et α_1 sont les paramètres utilisés au § 2.2.3 pour le nivellement trigonométrique.

Quand les sites sont trop inclinés ($\alpha > 10^\circ$), cette méthode n'est pas recommandée pour les mesures de hauteurs car les erreurs de distance (de l'ordre de 0,2%) et de non-verticalité de la nivellette entraînent des erreurs altimétriques importantes (moins fréquentes toutefois avec les distancemètres EODM).

Avec des stadias spéciales graduées tous les 5 ou 10 centimètres, les portées peuvent atteindre 500 m ou plus, mais ce n'est pas recommandé pour les visées inclinées pour les raisons précitées.

Ces différentes méthodes permettent de calculer, à partir des formules ci-dessus, les coordonnées 3D du point visé. Dans certains cas, les coordonnées et les orientations peuvent être obtenues par relèvements inverses complétés par nivellement inverse, en utilisant les formules du § 2.2.3

Dans les zones relativement plates, le nivellement direct est une méthode simple et précise. Si nécessaire, les distances stadimétriques de la forme $K \cdot m$ peuvent être associées à des mesures d'angles horizontaux réalisées avec d'autres instruments.

Les mesures sur terrains bâtis peuvent être effectuées par chaîne d'arpenteur et équerre optique. Cette méthode très simple pourra avantageusement être utilisée pour les quais, jetées, postes d'amarrage et autres édifices portuaires ; elle est généralement complétée par des mesures de nivellement direct afin de déterminer la hauteur du terre-plein ou de la dalle.

2.3.4 Représentation du relief

Bien que la tendance soit de produire des couches applicatives de données utilisables par les systèmes d'information géographiques (SIG) impliquant la réalisation d'un modèle numérique de terrain (MNT), les informations planimétriques et altimétriques sont souvent présentées sous forme de courbes de niveau. L'espacement des contours ainsi réalisés ne doit pas être inférieur à quatre fois l'incertitude des hauteurs estimée.

Une méthode alternative de sélection de l'espacement des courbes de niveau utilise l'échelle. La millième partie du dénominateur de l'échelle correspondra à l'espacement des courbes en mètres dans le cas des reliefs accidentés (exemple : 5 m pour 1 : 5 000) tandis qu'elle ne correspondra plus qu'au dixième par terrain plat ou sans relief (soit 0,5 m dans l'exemple précité).

Les deux critères doivent être harmonisés tout en considérant le but du levé ainsi que la variation du relief dans la zone.

Plusieurs logiciels sont disponibles pour calculer les courbes de niveau à partir de points discrets. Certains obtiennent de bons résultats mais il convient de compléter leurs algorithmes par une interprétation manuelle du relief avant la version finale.

La figure 6.19 montre comment les lignes d'écoulement des eaux ont tendance à accentuer la courbure des contours tandis que les crêtes qui les séparent sont plus arrondies. Ces tendances subissent généralement des changements et l'ensemble des courbes de niveau représentant le relief doit conserver une certaine unité.

Les principes mentionnés ci-dessus sont applicables au relief terrestre mais ne sont pas tous valides pour les fonds marins.

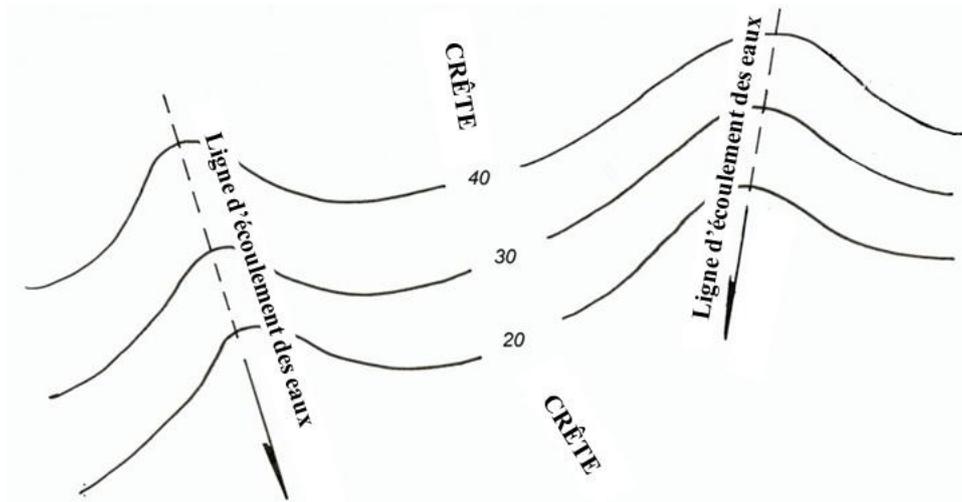


Fig. 6.19 « Représentation du relief »

L'application de quelques critères géomorphologiques permet généralement d'améliorer l'interprétation du relief.

3. TÉLÉDÉTECTION

Cette section décrit quelques techniques de télédétection utilisées en captant les radiations émises par le sol. Celles-ci sont enregistrées et fournissent après traitement des données topographiques.

Si les radiations proviennent de l'énergie solaire réfléchi par le sol, les capteurs sont dits passifs; si elles sont générées par réflexion des impulsions d'un émetteur associée au capteur, celui-ci est dit actif. Les fréquences et les longueurs d'ondes utilisées en télédétection figurent au tableau 6.4.

Tableau 6.4

NOM	FRÉQUENCE (Hz)	LONGUEUR D'ONDE (m)
Micro-ondes	3×10^9 à 3×10^{11}	10^{-1} à 10^{-3}
Infrarouge thermique	3×10^{13} à 3×10^{12}	10^{-5} à 10^{-4}
Infrarouge moyen et proche	$4,3 \times 10^{14}$ à 3×10^{13}	$0,7 \times 10^{-6}$ à 10^{-5}
Lumière visible	$4,6 \times 10^{14}$	Rouge $0,65 \times 10^{-6}$
	$5,4 \times 10^{14}$	Vert $0,55 \times 10^{-6}$
	$6,6 \times 10^{14}$	Bleu $0,45 \times 10^{-6}$
Ultra-violet	3×10^{15} à 3×10^{16}	10^{-7} à 10^{-8}

Les ondes radio ont les fréquences les plus basses, tandis que les rayons x, gamma et les rayonnements cosmiques ont les fréquences les plus élevées. Elles ont aussi d'autres applications.

Parmi les techniques passives qui opèrent dans la partie visible du spectre et sa proximité immédiate, on trouve la photogrammétrie. Les films photosensibles qu'elle produit sont utilisés en hydrographie depuis le début du XX^{ème} siècle. Elle reste l'une des méthodes les plus efficaces pour obtenir une bonne information sur le relief, spécialement aux grandes échelles (1: 20 000, 1: 10 000, 1: 5 000,...).

A partir des années 70 et plus encore depuis les années 90, les applications de la télédétection active et passive, aéroportée ou satellitale, ont été étendues aux autres processus d'imagerie. Les méthodes

satellitaires n'ont généralement pas les mêmes capacités d'interprétation des formes terrestres que la photogrammétrie, mais elles présentent des avantages supplémentaires pour la détection des caractéristiques de la surface du sol et des eaux. Elles offrent aussi des capacités de mise à jour impressionnantes à des coûts relativement bas.

En photogrammétrie, comme pour les autres processus d'imagerie, il est nécessaire d'exécuter certaines opérations de contrôle au sol afin de rectifier les images et d'obtenir des positions référencées. Le contrôle au sol consiste à localiser sur le terrain des points caractéristiques des clichés.

3.1 La photogrammétrie (voir chapitre 2, § 3.4.)

La photogrammétrie proprement dite est la technique qui permet de décrire des objets en trois dimensions à partir de recouvrements de photographies prises en des emplacements différents. En hydrographie, la photographie aérienne à l'aide de chambres métriques à axe vertical est la plus utile.

Un modèle virtuel 3D est construit par stéréoscopie et les mesures sont effectuées avec des instruments adaptés à la représentation topographique. Cette technique nécessite évidemment de disposer de points de calage au sol obtenus par travaux topographiques sur le terrain ou par densification au moyen d'un processus photogramétrique connu sous le nom d'aérotriangulation.

Il existe d'autres produits non-3D, mais qui peuvent être assimilés à la photogrammétrie. Parmi ceux-ci on trouve les mosaïques (*photo-plots*) obtenues par simple assemblage de clichés rectifiés en échelle et en inclinaison.

3.1.1 Principes et applications de la photographie aérienne

Le but de la photographie aérienne est de fournir des informations sur la représentation vraie de la terre, y compris le relief. Cette technique est réalisée par restitution photogramétrique ou compilation stéréographique. Néanmoins, comme indiqué plus haut, il existe d'autres produits 2D qui peuvent être obtenus à partir de photographies aériennes.

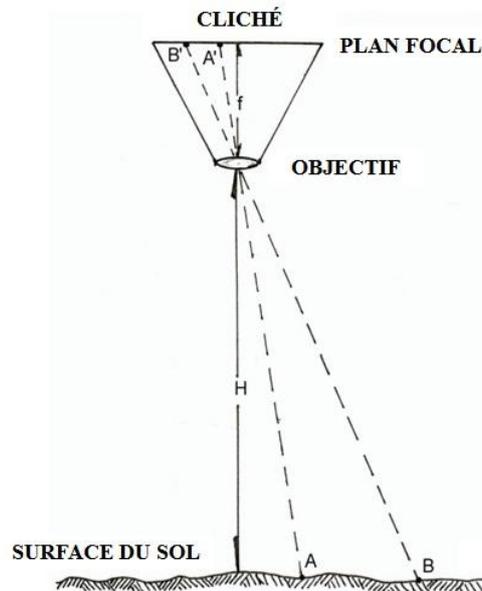


Fig. 6.20 « Chambre photographique »

Les explications qui suivent reposent d'abord sur l'expression de l'échelle en photographie aérienne :

$$S = \frac{A'B'}{AB} = \frac{f}{H}$$

où l'échelle S de l'image est égale au rapport entre la distance focale f et l'altitude de vol H (voir figure 6.20 pour une chambre photographique à axe vertical).

Bien qu'un objectif soit en réalité un système optique centré à double foyer, il est assimilé sur le schéma à une lentille mince placée au centre optique. Cette simplification est suffisante pour un calcul approximatif d'échelle. On constate aussi que H étant \gg que f , l'image se forme dans le plan focal.

Un changement d'altitude de vol entraîne un changement d'échelle ; un défaut de verticalité de l'axe de prise de vue se traduit par des variations d'échelle en différents points du cliché. Par exemple, un rectangle $ABCD$ sur la terre pourra être représenté par un trapèze $A'B'C'D'$ sur le cliché, sur lequel l'échelle du segment $A'B'$ sera plus petite que celle du segment $C'D'$ (figure 6.21).

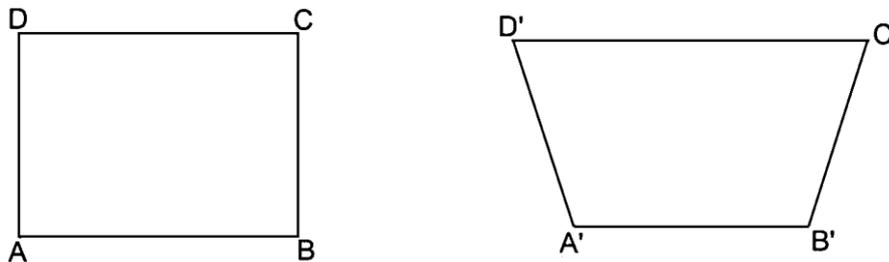


Fig. 6.21 « Défaut de verticalité de l'axe optique »

De plus, si certaines structures présentent des différences de hauteurs significatives, il y aura d'autres variations d'échelle sur les clichés qui ne pourront être résolues que par traitement 3D tel que la stéréorestitution. Des corrections pour changement d'altitude et d'axe de vol peuvent être apportées par processus photographique 2D, mais elles ne sont réalisables que pour les surfaces planes.

Des dispositifs spéciaux fournis avec la caméra permettent de procéder aux rectifications mentionnées ci-dessus en utilisant un système de projection de l'image sur écran. Par une série d'actions combinées, le système étire l'image projetée afin de réaliser une mise au point tenant compte des pentes. La méthode de rectification la plus courante consiste à faire coïncider quatre points convenablement répartis avec leurs positions connues, comme à la figure 6.21. Il existe aussi des procédés numériques 2D équivalents pour aboutir au même résultat.

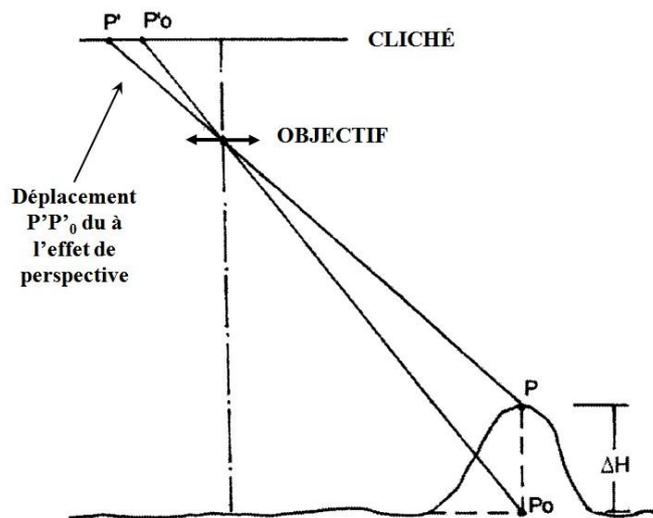


Fig. 6.22 « Déformation de l'image due à l'effet de perspective »

Les limites de ces procédés apparaissent dans la représentation des points situés à une certaine hauteur au-dessus de la surface environnante et qui subissent une déformation de perspective sur l'image (figure 6.22). À noter qu'en plus de la différence d'altitude ΔH , la distance du point au pied de l'axe vertical de la caméra augmente la déformation. En d'autres termes, les points situés à proximité de l'axe vertical de l'appareil de prise de vues ne présentent pas de déformations importantes.

Une méthode alternative de production d'images non déformées, dite orthophotographie, consiste à combiner le processus photographique avec le traitement 3D.

La meilleure façon de représenter la terre par photographies consiste à réaliser un mosaïquage d'orthophotos à échelle uniforme. Une méthode de qualité moindre consiste à rectifier la mosaïque comme indiqué ci-dessus. La méthode la moins précise consiste à assembler les clichés bruts en adoptant une échelle approximative, fonction de l'altitude moyenne de vol.

Le choix du procédé de rectification doit toujours être précisé afin d'observer la prudence de rigueur en regard de la qualité métrique du produit réalisé.

3.1.2 Éléments de réalisation d'une couverture photographique aérienne

Le rayonnement solaire extra-terrestre se manifeste dans la gamme de longueurs d'onde comprise entre 0,4 et 0,8 micromètres, située entre l'infrarouge et l'ultra-violet (voir tableau 6.4). Le spectre lumineux est modifié quand la radiation traverse l'atmosphère et quand elle est réfléchiée par le sol, aussi le film utilisé par l'appareil photo et l'émulsion doivent-ils être sélectionnés avec soin.

Parmi les films noir et blanc (nuances de gris), les émulsions orthochromatiques sont particulièrement utiles pour la gamme 0,4 - 0,55 micromètres et les émulsions panchromatique pour la gamme 0,3 - 0,65 micromètres, avec extension pour les longueurs d'onde comprises entre 0,6 et 0,9 micromètres. L'émulsion la plus utile en photogrammétrie aérienne est la panchromatique. Il existe plusieurs types de films couleur à trois couches, mais ceux-ci sont plus utiles pour la photo-interprétation décrite plus loin (§ 3.1.8) que pour la photogrammétrie.

Il existe toute une série de spécifications relatives à la densité, la rapidité, la limite de résolution, la granularité et la stabilité dimensionnelle qui doit être adaptée aux conditions ambiantes afin d'obtenir le meilleur produit final. L'objectif et les filtres utilisés doivent être précisés dans l'analyse.

Les lentilles de l'objectif constituent un doublet optique dont les corrections de déformation doivent être particulièrement bien définies.

Les formats de cliché les plus communément utilisés sont le 23 x 23 centimètres ; les distances focales f (cf § 3.1.1) associées sont indiquées au tableau 6,5 :

Tableau 6.5 « Objectifs et distances focales »

Type d'objectif	Distance focale f (mm)
Super grand angle	85
Grand angle	153
Angle intermédiaire	210
Angle standard	305
Téléobjectif (angle étroit)	610

Les appareils photo à courte distance focale nécessitent un meilleur contrôle de la distorsion et les images sont davantage affectées par la réfraction atmosphérique. La caméra grand angle est le type d'appareil le plus communément utilisé.

Une caméra de photogrammétrie aérienne doit avoir une focale f et une correction de distorsion, connues avec précision ainsi que des caractéristiques optiques et mécaniques vérifiables par étalonnage. Elle prend le nom de chambre métrique si elle satisfait à ces conditions. De telles chambres disposent d'un système précis pour assurer la verticalité de leur axe optique et la planéité du film. Elles sont aussi munies d'un système de contrôle du temps d'exposition et du recouvrement longitudinal (*end lap*) entre photos consécutives, etc.

Les chambres numériques permettent d'obtenir des images de haute qualité et leur usage en photogrammétrie progresse rapidement. Le laboratoire MATIS de l'IGN a mis en service en 2009 la première caméra de prises de vues aériennes numériques à large champ.

L'aéronef est une composante importante de la photographie aérienne. Ses critères de sélection portent sur l'espace et les trappes de prises de vues disponibles pour la caméra et ses accessoires, l'autonomie, la capacité d'opérer aux altitudes et aux vitesses requises, les conditions de vibration, etc.

Parmi les autres besoins, il faut signaler le positionnement GNSS, si possible en mode différentiel, et la synchronisation de positionnement de la caméra et de multiples capteurs pour le contrôle d'assiette.

3.1.3 Établissement du plan de vol

Au départ, il convient de définir l'échelle du levé aérien, c'est-à-dire des clichés, lesquels, comme on l'a vu au § 3.1.2 sont au format 23 x 23 cm. Les caractéristiques de la chambre étant connues, l'échelle détermine aussi la hauteur du vol H qui est égale à f/S (voir § 3.1.1, figure 6.20).

Bien que l'échelle des clichés puisse être agrandie cinq fois pour obtenir des photos utilisables en hydrographie, une analyse de la précision altimétrique requise doit être conduite, en notant que les écarts sur les hauteurs restituées sont de l'ordre de 200 ppm x H (200 millièmes de l'altitude de vol soit $H / 5000$). Quand la précision de l'altimétrie ne peut être atteinte, les spécifications doivent être satisfaites par d'autres moyens.

L'échelle du levé aérien étant définie, les passes photographiques doivent être planifiées. Dans les cas les plus simples, la bande côtière est couverte par un ensemble de bandes rectilignes (voir Fig. 6.23).

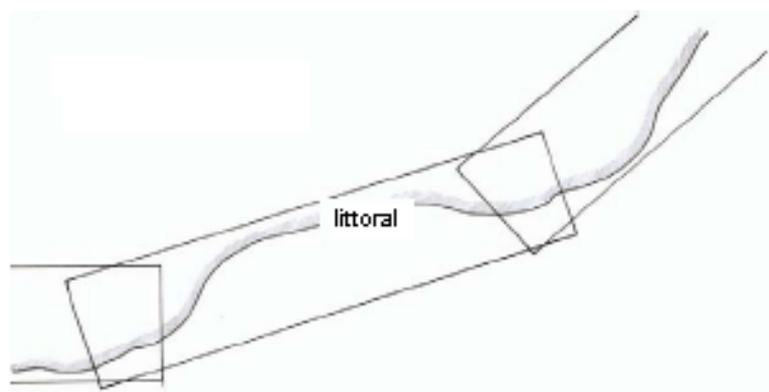


Fig. 6.23

Cependant, quand les structures côtières sont étendues, une zone plus large doit être levée. Dans ce cas, des blocs comportant plusieurs bandes seront levés (voir Fig. 6.24).

De plus, un recouvrement latéral et de fin de passes doit être prévu ; en général, le recouvrement

longitudinal est de 60% et le recouvrement latéral de 20%. Si des orthophotos sont requises (voir § 3.1.1) ou si le trait de côtes est si irrégulier qu'il génère des trous dans la couverture stéréoscopique, il convient alors d'augmenter le recouvrement.

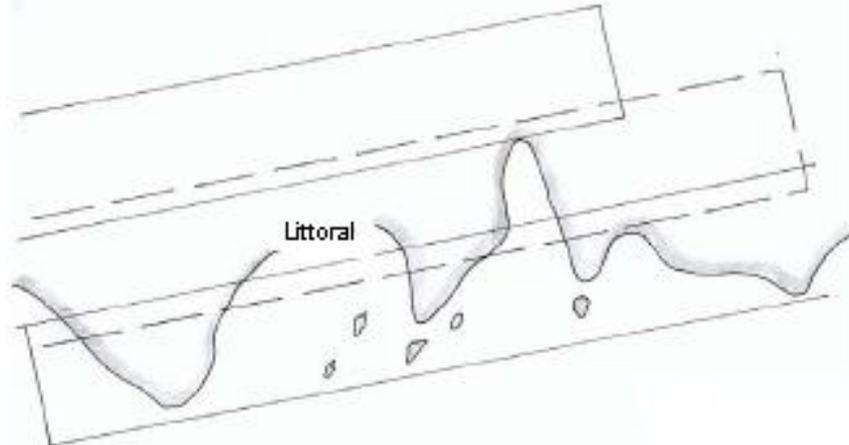


Fig. 6.24

La hauteur et la direction du soleil pendant le vol doivent être pris en compte, en particulier aux latitudes élevées ($\varphi > 50^\circ$) en hiver.

Pour s'assurer que les ombres ne perturbent pas ou n'influencent pas la qualité de l'image, la hauteur du soleil doit être supérieure à 30° . Plus le sol est irrégulier et occupé, plus grande doit être la hauteur. La durée du vol peut être limitée en fonction de la saison et de la latitude.

Une contrainte supplémentaire des levés hydrographiques est que les vols doivent être exécutés à marée basse afin de permettre la détection des dangers proches de la côte et des détails de l'estran.

Le ciel doit être dégagé sous l'altitude de vol et l'opération doit se dérouler par bonnes conditions météorologiques. Toutes ces limitations en s'accumulant augmentent les temps de vols et rendent complexe la planification.

La détermination des points de contrôle au sol (*Ground Control Point* ou GCP) et leur densification par aérotriangulation doivent être pris en compte lors de la planification des vols afin de profiter de la présence sur zone d'une équipe pour exécuter les travaux sur le terrain.

Le recouvrement en extrémité de profil est représenté à la figure 6.25. S'il est supérieur ou égal à 60%, 20% de la zone ou plus sera couvert trois fois.

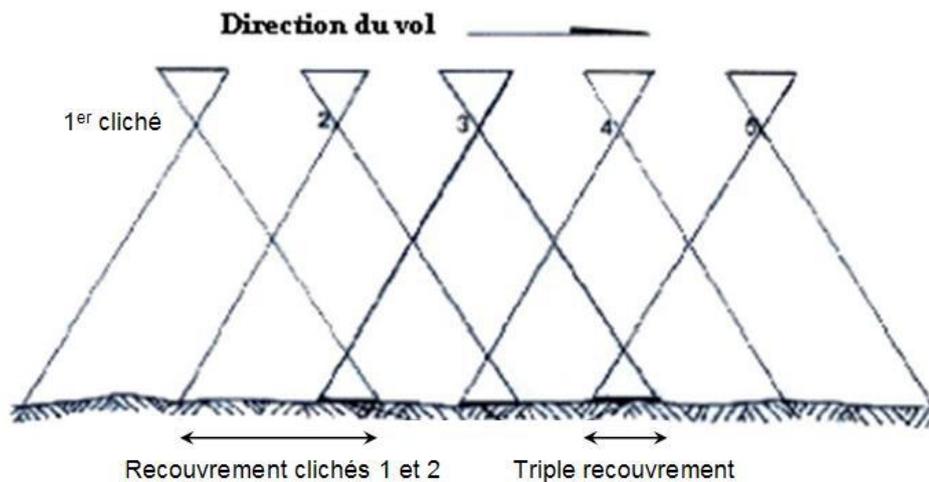


Fig. 6.25 « Recouvrement longitudinal en extrémité de profil »

Les zones de recouvrement longitudinal et latéral (Fig. 6.24) se prêtent à l'aérotriangulation.

3.1.4 Restitution

A la base du traitement 3D de l'information topographique, la restitution photogrammétrique utilise généralement des photos aériennes. Elle est réalisée sur une image plastique projetée par procédé optique, mécanique, analytique ou numérique dans la zone de recouvrement observée en stéréoscopie.

Dans toutes les versions, il est nécessaire de déterminer l'orientation relative et absolue du modèle reproduisant la zone étudiée.

Un couple de photographies est orienté par l'intersection de cinq paires de rayons homologues issus de cinq points homologues au sol. Cette action, qui correspond à la suppression des parallaxes, est réalisée par déplacement des objectifs de projection ou par processus numérique équivalent.

La connaissance préalable des coordonnées des points sélectionnés n'est pas nécessaire; il est cependant préférable de les choisir dans les zones de recouvrement (figure 6.26).

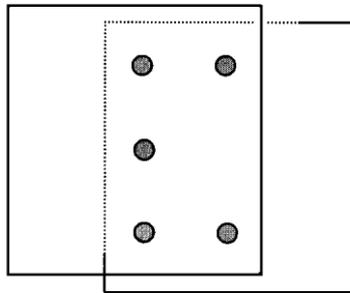


Fig. 6.26 « Choix des points homologues »

La fusion des images étant réalisée, un modèle 3D est créé, dont ni la position, ni l'échelle n'ont été définis. En d'autres termes, l'image plastique est positionnée en relatif par rapport à la caméra pendant le vol, à une échelle et dans un système de référence inconnu ; il est possible d'observer le modèle stéréoscopique tout entier sans en connaître la position.

Pour définir l'échelle du modèle et le caler dans le système de référence du levé, il faut connaître les coordonnées 3D de deux points au moins (par exemple, les points 1 et 2 de la figure 6.27) et l'altitude d'un 3^{ème}, mais il est préférable de connaître les coordonnées 3D des 4 points à titre de vérification.

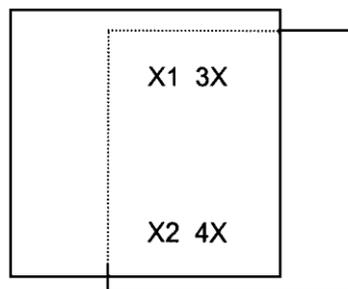


Fig. 6.27 « Points homologues d'un couple de clichés »

Le calage peut être réalisé par méthode analogique au moyen de dispositifs optiques ou mécaniques, ou par le calcul au moyen de stéréorestituteurs analytiques ou numériques.

Le modèle étant orienté dans l'absolu, il devient possible d'obtenir une représentation topographique du relief et une description des détails ou des infrastructures. Les courbes de niveau peuvent être tracées par méthode analogique ou numérique. Dans ce dernier cas, il est possible de produire un MNT comportant une densité de points spécifiée.

Pour obtenir des copies numériques de l'information, la méthode la plus simple consiste à numériser les photographies aériennes à l'aide de scanners à haute résolution ; la tendance est toutefois d'exploiter les informations des caméras numériques mentionnées au § 3.1.2.

3.1.5 Aérotriangulation

Comme indiqué au § 3.1.4, l'orientation absolue du modèle stéréoscopique nécessite la connaissance des coordonnées 3D des quatre points de la figure 6.27, ou à la rigueur de 2 points et la coordonnée verticale d'un troisième.

Pour parvenir à ce calage en minimisant les interventions sur le terrain, un processus interne à la photogrammétrie a été mis au point : l'aérotriangulation.

La première étape de cette technique consiste à caler un premier couple d'images sur des points de contrôle* puis, l'orientation absolue du modèle ayant été réalisée, de passer à une deuxième image plastique en ajoutant un troisième cliché. Après avoir procédé à tous les réglages du nouveau modèle sans modifier ceux du précédent, il est clair que l'orientation absolue a été transférée.

L'opération peut être répétée mais des déformations apparaissent par dérive du modèle ainsi que sous l'effet de la courbure de la terre et de la réfraction des rayons lumineux, aussi est-il nécessaire de caler la bande en ajoutant de nouveaux points de contrôle* au sol.



Fig. 6.28 « Calage d'une bande »

Une bande comportant quatre points de contrôle* initiaux, quatre points de contrôle* finaux et deux paires de points de liaison intermédiaires est représentée à la figure 6.28 (elle s'applique aussi à la figure 6.23). Les points de liaison intermédiaires doivent être présents sur six couples de photos pris deux à deux pour résoudre avec succès les problèmes de déformation et de dérive des calages initiaux du modèle.

Pour contraindre la restitution, les points d'appui* et les points de liaison* doivent être présents dans la zone de superposition triple et si nécessaire, dans la zone de recouvrement latéral.

Bien que la distribution décrite corresponde à un processus d'aérotriangulation analogique, l'expérience hydrographique montre qu'elle est également valable pour les levés côtiers (figure 6.23). Elle l'est encore quand le calage de la bande est réalisé par modèles analytiques indépendants. Dans ce cas, la méthode consiste, après avoir déterminé les paramètres d'orientation relative de chaque modèle, à les ajuster par compensation numérique.

* NdT : Rappel de définitions (Source : Association française de topographie) :

- **Points d'appui** : points déterminés au sol, pouvant servir de points de calage lors de la restitution ;
- **Points de calage** : points servant à la mise en place d'un stéréomodèle (ce peut être un point d'appui ou un point de liaison) ;
- **Points de liaison** : points-images ou marques sur les clichés servant de transfert entre stéréomodèles lors d'un aérocanévas. Ils peuvent être utilisés comme points de calage lors de la restitution ;
- **Points de contrôle** : points levés par procédé terrestre dont les coordonnées seront comparées à celles du point correspondant issues de l'aérocanévas.

Quand il y a plusieurs bandes avec recouvrement latéral (voir figure 6.24), l'ajustement par blocs avec modèles indépendants conduit plus facilement à l'obtention d'un ensemble rigide.

Les points concernés par l'aérotriangulation sont :

- les points de contrôle au sol ;
- les points de liaison utilisés pour les enchaînements ;
- les points supplémentaires utilisés pour le contrôle *a posteriori* et les détails spécifiques.

Les points de contrôle au sol ayant été fixés, on relie leurs coordonnées à celles des points de liaison ce qui permet de procéder à un ajustement du bloc, à la suite de quoi les coordonnées de tous les points supplémentaires peuvent être exprimées dans le système de référence des points de contrôle.

Chaque modèle stéréoscopique est défini normalement par sept paramètres : un facteur d'échelle, trois paramètres de translation et trois d'orientation. Différentes versions de logiciels sont disponibles ; les plus simples traitent séparément la planimétrie et l'altimétrie ; les plus élaborés sont basés sur des traitements 3D qui, au terme d'une analyse statistique élaborée, tendent à éliminer les effets des écarts hors-tolérance. Avec de tels blocs, le nombre de points de contrôle au sol peut être minimisé ; ces derniers sont utilisés intégralement et la solidarité des modèles entre eux est encore renforcée par des liens rigides. Avec $5 + 0,2 \cdot M$ points de contrôle, de bons résultats peuvent être obtenus, où M est le nombre de modèles indépendants entrant dans la constitution du bloc.

Un bloc de modèles indépendants en cours d'ajustement est représenté à la figure 6.29. Il faut se souvenir qu'en plus du nombre de points de contrôle au sol, la distribution de ces derniers est importante pour obtenir une représentation exacte et rigide utilisable en restitution.

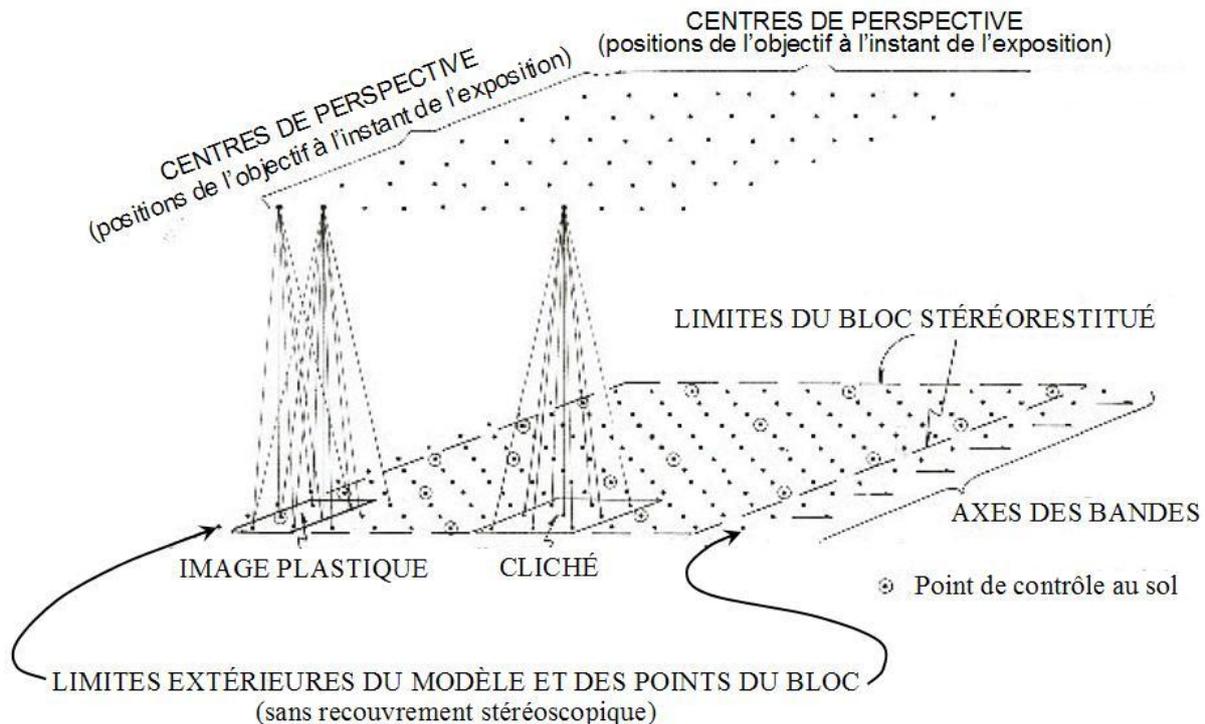


Fig. 6.29 « Ajustement d'un bloc d'aérotriangulation »

Seuls quelques rayons joignant les centres de perspective aux points de l'aérotriangulation ont été représentés pour ne pas compliquer la figure. Ces centres de perspective correspondent à la position de

l'objectif aux moments de l'exposition. Les points de contrôle, dont quelques-uns coïncident parfois avec les points de liaison, sont aussi indiqués.

La figure 6.29 illustre aussi les raccords obtenus par interception de rayons homologues.

Bien que les points homologues soient choisis par observation stéréoscopique, la mesure de leurs coordonnées planes à l'intérieur de chaque image sans traitement stéréoscopique lie les rayons qui en sont issus. Neuf points homologues par photogramme au minimum, distribués comme à la figure 6.30, sont traités. La stabilité d'un bloc ajusté par la technique des points homologues est meilleure que celle obtenue pour des bandes ou des modèles indépendants. Parfois, un premier ajustement est réalisé sur un modèle indépendant et, par la suite, les coordonnées provisoires des points homologues sont utilisées pour le calage final.

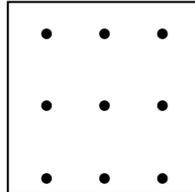


Fig. 6.30 « Répartition des points homologues sur un cliché »

L'ajustement de blocs par modèles indépendants ou par ensemble de points fournit les coordonnées des centres de perspective en plus de celles des points.

Certaines caméras peuvent être synchronisées avec le GNSS et être dotées d'une capacité de réception des corrections différentielles, ce qui permet d'introduire la position des centres dans le bloc d'ajustement et de réduire le nombre de points de contrôle. Des systèmes à trois antennes ou plus sont développés afin d'étendre leur capacité de calcul à l'orientation.

Parmi les méthodes utilisées pour augmenter l'efficacité de l'aérotriangulation tout en minimisant les travaux sur le terrain, on citera les images à petites échelles. Ce moyen est acceptable pour les coordonnées horizontales mais n'est pas suffisant pour répondre aux besoins de l'altimétrie. L'exécution de passes transversales, à même ou à plus petite échelle, est aussi envisageable. A l'heure actuelle, les méthodes de photogrammétrie à petites échelles (1 : 20 000, 1 : 50 000, 1 : 100 000,...) sont évitées et remplacées par le positionnement GNSS des centres de perspective évoqué plus haut, avec un minimum de contrôles au sol.

3.1.6 Contrôle au sol

L'une des tâches principales du levé topographique est la création et la matérialisation des points de contrôle au sol.

Bien que quelques conseils pour la sélection des points d'aérotriangulation aient déjà été donnés au § 3.1.5, il convient de répondre aux besoins de la restitution décrite au § 3.1.4, dont l'aérotriangulation est chargée d'assurer le contrôle.

La sélection des points de contrôle au sol, consistant à équiper les repères qui apparaîtront sur les clichés, est théoriquement possible avant le vol, mais elle est pratiquée plus fréquemment après le vol par piquage des points identifiés sur les photos afin de s'affranchir des problèmes de disparition des repères matériels.

Les photos ou plots comportant les points de contrôle doivent être complétés par d'autres

informations. Parfois, la position des repères est piquée directement sur la photo et les informations indiquées au verso, mais ce n'est pas toujours suffisant et il est souvent nécessaire d'ajouter une description et des croquis pour compléter la position horizontale du détail choisi et la référence de sa coordonnée verticale. Ceci est important car il est fréquent que cette information soit absente, par exemple, le coin d'un bâtiment ne constituera une bonne référence que si le niveau du sol est indiqué.

Dans tous les cas, la description *in situ* doit être compatible avec l'information stéréoscopique. À cette fin, il est utile de disposer de copies d'image exactes pour les analyser ou les observer au stéréorestituteur afin de compléter les informations utilisées en aérotriangulation.

La précision des points de contrôle au sol doit être étudiée avec soin, en regard de l'importance des résultats de l'aérotriangulation pour le contrôle de la restitution. L'écart maximum toléré sur les trois coordonnées est de 100 ppm de l'altitude du vol (soit $H/10\,000$). En cas de difficultés, des alternatives acceptables doivent être envisagées et analysées.

Indépendamment de la question de la répartition des points de contrôle au sol utilisés pour le calage de l'aérotriangulation, on notera que les coordonnées 3D des points situés à la périphérie du bloc sont les plus importantes et qu'il suffit de ne connaître que les coordonnées z de certains points intérieurs.

3.1.7 Généralités sur le stéréorestituteur – Traitement numérique

Un schéma simplifié de stéréorestituteur est représenté à la figure 6.31. L'instrument comporte deux plateaux (supports du couple de clichés ou format numérique) sur lesquels les coordonnées x' , y' et x'' , y'' peuvent être lues. Il possède aussi un dispositif d'observation (représenté par deux oculaires) à champs de vision indépendants (optique, opto-mécanique, électronique), permettant à chaque œil de voir séparément les deux images dont la fusion produit le modèle stéréoscopique utilisé pour les mesures. Ces deux champs sont munis de marques flottantes formant un « ballonnet » superposable en 3D à l'image plastique. Le ballonnet peut être déplacé dans la direction du vol et perpendiculairement grâce aux manettes de contrôle X, Y et verticalement au moyen de la pédale Z.

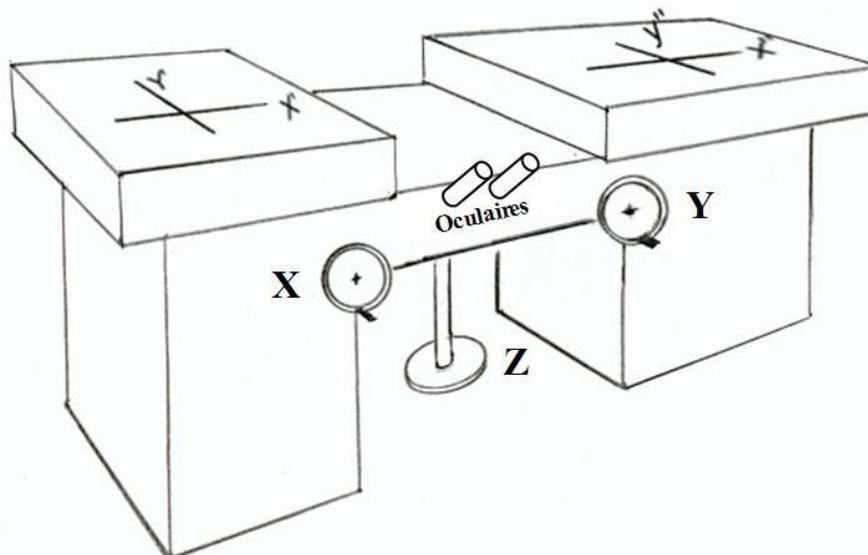


Fig. 6.31 « Schéma de principe d'un stéréorestituteur »

À l'aide des encodeurs asservis aux déplacements de X, Y et Z, les coordonnées du ballonnet peuvent être enregistrées et un logiciel d'aérotriangulation indépendant peut ensuite être appliqué au modèle.

Pour utiliser les propriétés des rayons homologues, il est nécessaire de disposer d'encodeurs capables d'enregistrer les coordonnées du modèle stéréoscopique (x' , y' , x'' et y'').

En plus de la précision requise des 100 ppm de l'altitude de vol ($H/10\ 000$), un stéréorestituteur performant doit absolument disposer de capacités de codification et d'enregistrement.

Toutes les fonctions d'enregistrement, de codification ou autres, relatives à l'orientation et aux paramètres internes de l'instrument doivent être naturellement connectées à un système informatique, en particulier pour les versions analytiques et numériques des stéréorestituteurs (voir § 3.1.4).

Dans les versions numériques récentes (restituteurs analytiques ou vidéo-restituteurs), les observations mentionnées ci-dessus sont affichées sur un moniteur vidéo (voir figure 6.51). Les deux images sont projetées alternativement à l'écran et l'opérateur les observe par chaque œil séparément en utilisant un appareil spécial (anaglyphe, lunettes polarisées ou autre moyen électro-optique) qui crée une vision stéréoscopique et rend possible l'exécution des mesures demandées. Les autres périphériques sont reliés comme indiqué à la figure 6.32. Dans un stéréorestituteur numérique, l'image est fournie par une caméra CCD (*Charge Coupled Device*).

La figure 6.32 représente un organigramme de système stéréophotogrammétrique numérique.

Les appareils de restitution électromécaniques offrent en sortie une version finale du modèle et un tracé analogique produit sans l'aide d'un ordinateur, tandis que les restituteurs numériques produisent des fichiers dans un format compatible avec les applications graphiques ultérieures telles que les SIG. Dans la version numérique, le traceur est un supplément qui fournit une vue d'ensemble du processus aérophotogrammétrique.

Les fichiers numériques sont très utiles pour le traitement du levé hydrographique car ils permettent au modèle photogrammétrique d'être superposé, comparé et mis en compatibilité avec les données topographiques recueillies sur le terrain, ou issues de travaux antérieurs et de la bathymétrie littorale.

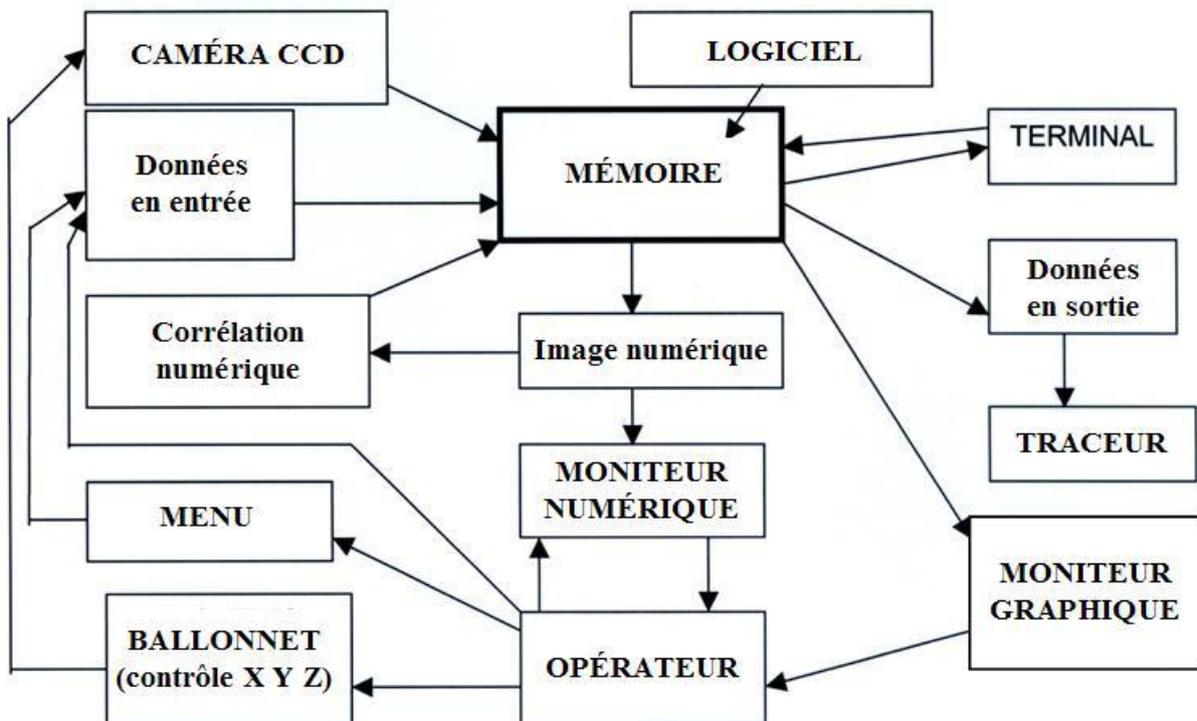


Fig. 6.32 « Organigramme d'un système stéréophotogrammétrique numérique »

3.1.8 Photo-interprétation

La photo-interprétation consiste à examiner des photographies, parfois en stéréoscopie, afin d'identifier les détails caractéristiques et certaines propriétés des sols telles que la végétation, etc. afin d'obtenir une description qualitative de leur nature, de leur usage ou de leur évolution.

Dans de nombreux cas, le rapport entre l'altitude de vol et les structures topographiques n'est pas suffisant pour permettre une identification détaillée des thalwegs, comme à la figure 6.19. On peut néanmoins parvenir à ce résultat par une analyse soignée des photos aériennes, qui rend possible la détection des lignes d'écoulement temporaires séparées par des bassins versants, et dont les contours apparaissent plus clairement que dans une interprétation classique. C'est là un exemple caractéristique où l'interprétation de la photo peut conduire à des descriptions plus exactes que la photogrammétrie avec des images à petite échelle, bien que cette procédure ne doive pas être extrapolée.

Généralement, l'interprétation d'images, dont la photo-interprétation n'est qu'un cas d'espèce, est traitée plus efficacement par les experts des domaines particuliers. Par exemple, un ingénieur en génie côtier aboutira à de meilleures conclusions sur le comportement d'une plage qu'un géomètre parce qu'il saura prendre en compte la réfraction des vagues et certains processus d'érosion.

Dans certains cas, des contours très détaillés peuvent être tracés à l'aide d'images obtenues à différentes époques, et pas seulement au-dessus de la laisse de pleine mer et sur l'estran, grâce aux traces de végétation permanente, ou aux marques laissées par le flot de retour*, ou encore aux changements de couleur de l'eau en fonction de la profondeur.

Une correspondance précise entre l'étalonnage et l'interprétation peut être obtenue par comparaison avec les mesures topographiques ou bathymétriques *in situ*. Cette méthode peut donner de bons résultats mais il est nécessaire d'établir une corrélation stricte avec la vérité-terrain, par exemple pour les changements de couleurs, faute de quoi, la référence d'interprétation doit être changée. Parfois, des phénomènes physiques[▲] sont interprétés incorrectement comme étant des zones de petits fonds.

L'expérience de l'opérateur et le contrôle des détails douteux sur le terrain font de la photo-interprétation une technique complémentaire très utile pour les levés topographiques.

3.2 Télédétection non photogrammétrique d'images

Dans ce paragraphe, seuls les systèmes et méthodes non photogrammétriques sont considérés. Le terme « télédétection » utilisé précédemment est appliqué à la détection, au positionnement et à la qualification des objets sans contact physique réel. Bien que le terme télédétection recouvre toutes les techniques d'observation à distance, telles que l'acoustique, la gravité et l'aéromagnétisme, il est réservé dans ce qui suit à la détection d'énergie électromagnétique.

Un système générique de télédétection (Chuvienco, 1995) est constitué des quatre éléments représentés à la figure 6.33) :

* NdT : cf. PS 32, Art. 347 : Flot de retour : Mouvement de retour vers la MER de l'eau poussée sur le RIVAGE par les VAGUES.

▲ NdT : Exemple, trainées sombres dans les veines de courant, zones de clapot, etc.

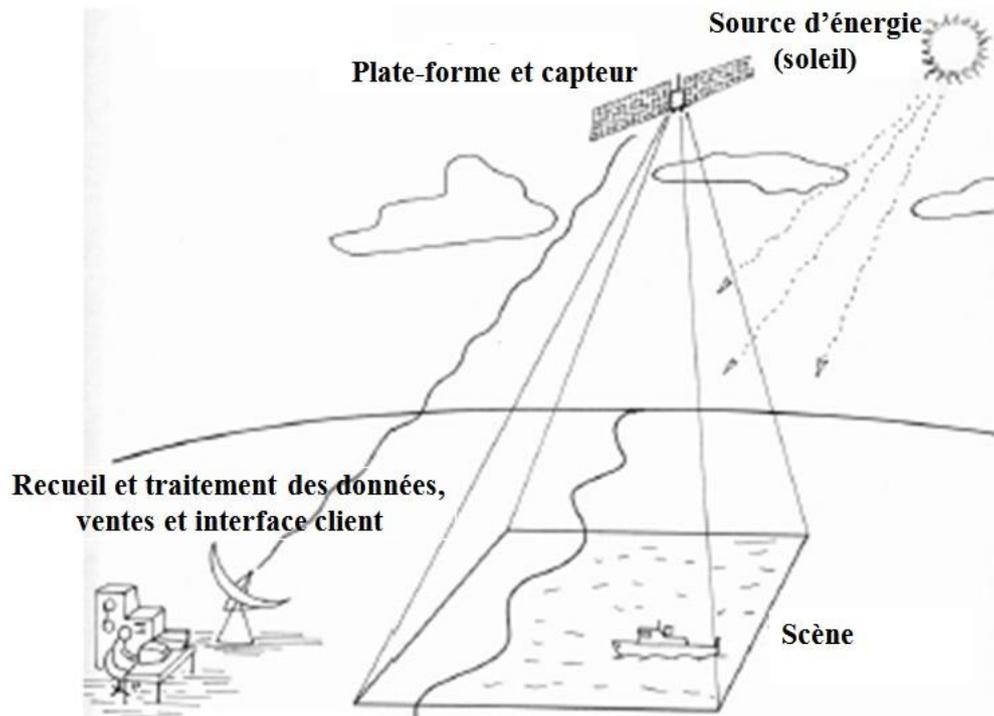


Fig. 6.33 « Système de télédétection (cas d'un satellite à capteur passif)

- Le capteur** : Le capteur et sa plate-forme (incluant le lanceur qui les place en orbite définitive) ;
- La scène** : Surface de la terre couverte pendant un certain temps par le capteur ;
- La source d'énergie** : Soleil (pour les capteurs passifs) ou générateur embarqué (pour les capteurs actifs) ;
- La composante terrestre** : Station de réception, antenne, système de poursuite, agence commerciale pour les ventes, la distribution et les interactions avec les clients et finalement, l'utilisateur final (agence étatique, défense, université, prestataires de services, etc.).

3.2.1 Satellites et capteurs de télédétection des ressources terrestres

Les satellites de télédétection des ressources terrestres opèrent sur deux types d'orbites (figure 6.34) :

- a. **Orbite géostationnaire équatoriale** : le satellite est placé à une distance d'environ 36 000 km à la verticale d'un point fixe sur l'équateur. Ces satellites n'observent la surface de la terre que pour répondre à un besoin particulier, par exemple le satellite météorologique européen METEOSAT, l'américain GOES, etc.
- b. **Orbite héliosynchrone quasi-polaire** : le satellite est placé sur des orbites beaucoup plus basses (700 à 1200 km) passant près des pôles ; il coupe toujours le plan de l'équateur à la même heure locale (synchronisation solaire), se déplaçant chaque fois d'une distance incrémentale. Ex : SPOT, LANDSAT, NOAA, METEOR, JERS, ERS, RADARSAT, etc.

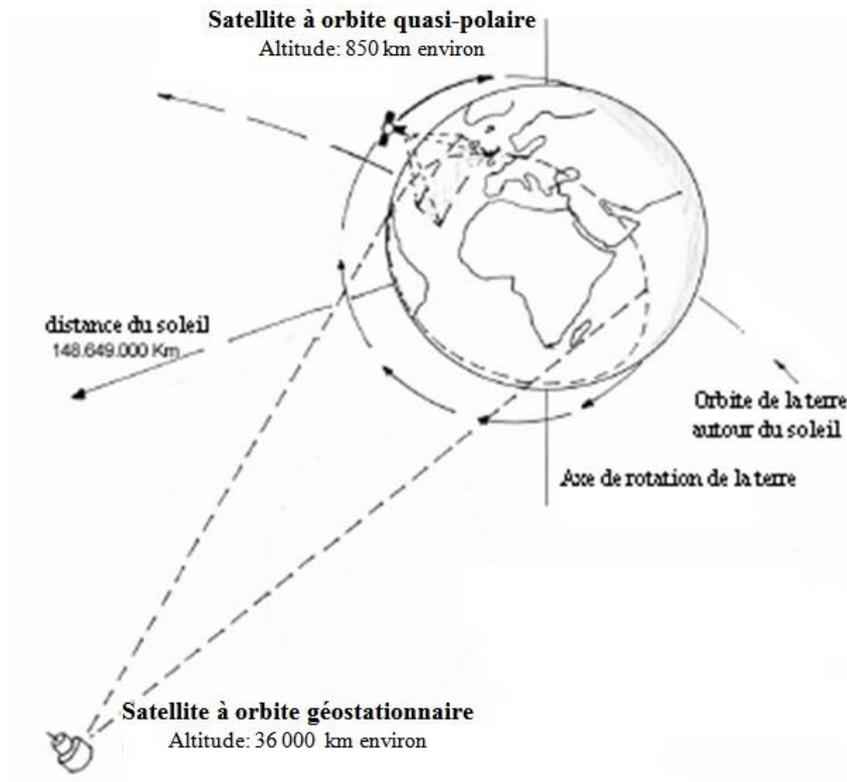


Fig. 6.34 « Principaux orbites de satellites de télédétection »

Les capteurs des instruments sont classés en fonction de la technologie en usage :

- a) Selon l'origine de leur source d'énergie, les capteurs sont divisés en systèmes passifs ou actifs (figure 6.35) :

Passifs : les instruments captent l'énergie solaire réfléchi par la surface observée (par ex. la surface de la terre) et émettent un signal radioélectrique proportionnel.
Exemples : MSS et LANDSAT TM, NOAA AVHRR, SPOT HRV, SAC-C/MMRS.

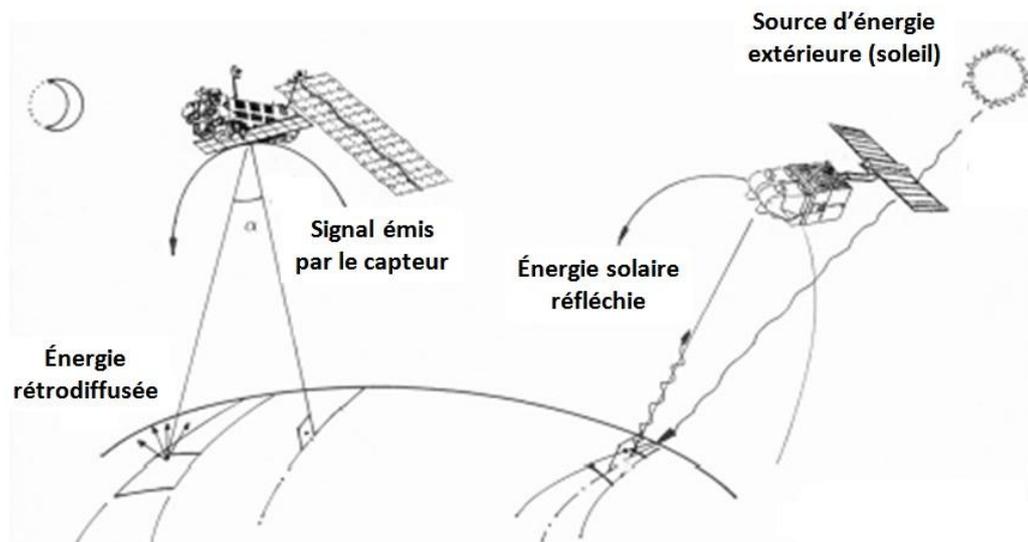


Fig. 6.35 « Capteurs passifs et actifs »

Actifs : les capteurs émettent un faisceau d'énergie et reçoivent le signal rétrodiffusé par la terre. Ils peuvent recevoir des images par toutes conditions météorologiques ou de luminosité, la source d'énergie étant autonome et indépendante du soleil.
Exemples : SAR ERS, JERS et RADARSAT.

b) Selon la gamme de fréquence de leur spectre électromagnétique :

Optique : cette gamme inclut le spectre visible à l'œil humain ($0,4 \mu\text{m} - 0,7 \mu\text{m}$) et l'infrarouge réfléchi ou proche ($0,7 \mu\text{m} - 3 \mu\text{m}$).

Exemples : LANDSAT MSS, SPOT HRV, SAC-C/MMRS.

Thermique : correspond au spectre thermique ou infrarouge émis ($7 \mu\text{m} - 15 \mu\text{m}$).
Exemples : NOAA AVHRR, LANDSAT TM.

Micro-onde : les plus grandes longueurs d'onde (mm au centimètre) sont utilisées principalement par les satellites radars.

Exemples : SAR ERS, JERS et RADARSAT.

Les sources de rayonnement électromagnétique utilisables en télédétection sont soit naturelles comme le soleil, la terre et l'atmosphère, soit artificielles comme les flashes, le laser et les émetteurs micro-onde.

La source principale d'énergie naturelle est le soleil dont le rayonnement énergétique atteint un maximum à la longueur d'onde de $0,47 \mu\text{m}$ (vert visible). Au cours de son trajet vers la terre, l'énergie solaire traverse l'atmosphère où elle subit des interactions complexes, englobant les effets d'absorption, de réflexion, de dispersion et d'émission (figure 6.36) :

Les différentes radiations reçues par le capteur se répartissent comme suit:

1. énergie solaire réfléchie par l'atmosphère;
2. énergie solaire diffusée par les particules atmosphériques ;
3. énergie solaire réfléchie par la surface de la terre ;
4. rayonnement émis par la surface de la terre ;
5. rayonnement atmosphérique.

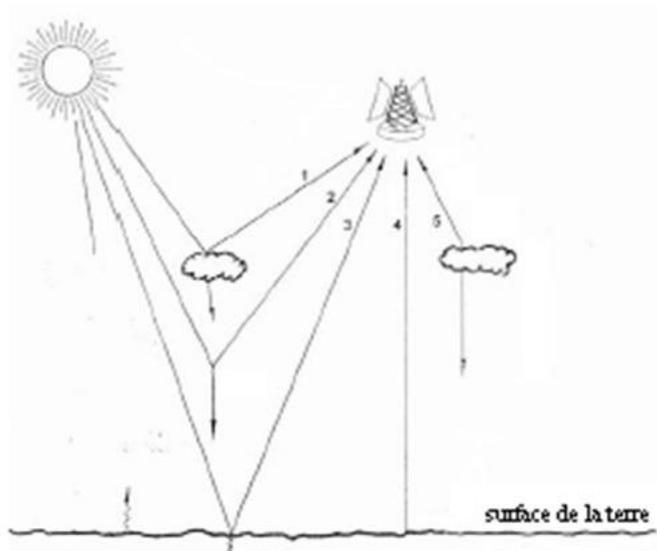


Fig. 6.36 « Rayonnement reçu par le capteur »

Seule, une petite partie de l'énergie captée est utilisée pour extraire des informations sur les ressources terrestres : celle réfléchi et/ou émise par la surface du sol. Le reste doit être filtré pour permettre l'extraction d'informations supplémentaires.

Certaines parties du spectre appelées « fenêtres atmosphériques » (figure 6.37) sont moins absorbées que d'autres et l'énergie transmise y est plus élevée. Les principales fenêtres sont :

- 0,4 - 0,7 μm dans le visible;
- 3,5 - 5,5 μm et 8 - 14 μm dans l'infrarouge thermique.

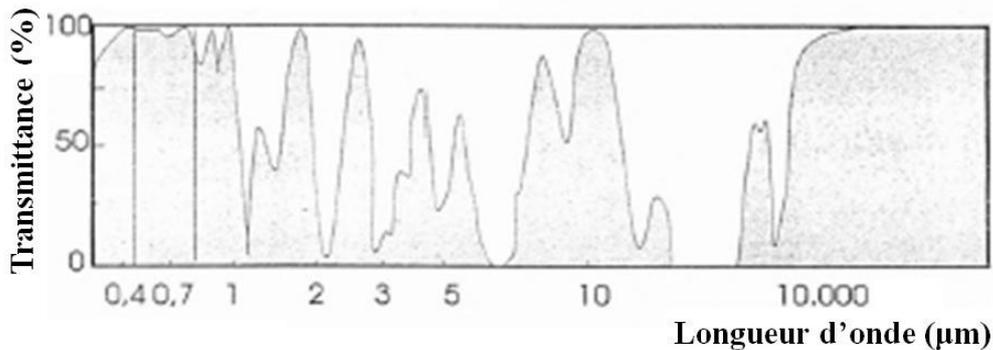


Fig. 6.37 « Fenêtres atmosphériques »

Le capteur mesure l'énergie électromagnétique provenant de la région étudiée. La mesure de l'intensité d'énergie rayonnée par un corps dans chaque bande discrète du spectre est appelée « réponse spectrale » ou « signature spectrale » de ce corps.

3.2.2 Principaux systèmes de télédétection

Les principaux systèmes de télédétection peuvent être classés comme suit :

CAPTEURS PASSIFS :

- ⇒ Appareils photographiques,
- ⇒ Caméras VRF (Vidicon à retour de faisceau),
- ⇒ Scanneurs optomécaniques,
- ⇒ Scanneurs optoélectroniques à transfert de charges.

CAPTEURS ACTIFS :

- ⇒ Satellites radars

• **Appareils photographiques**

Les chambres photographiques ont été les premiers capteurs capables de recevoir des images multispectrales à partir de l'espace. Elles sont encore souvent utilisées en télédétection, en particulier à bord des avions. Leur mode opératoire est l'impression de scènes sur une pellicule sensible au moyen d'une optique qui contrôle les conditions d'exposition.

Les caractéristiques les plus importantes de ces appareils sont les suivantes :

- a. **Type de film** : Le film panchromatique est le plus communément utilisé car la totalité du spectre visible peut être capturée sur une seule émulsion. L'infrarouge proche, dit encore infrarouge réfléchi, est exprimé en tons de gris sur un film IR.

- b. **Nombre d'objectifs** : Des observations multiples peuvent être réalisées, soit en combinant plusieurs lentilles, dotées chacune d'un filtre approprié, sur une seule caméra qui capte la même image dans les différentes bandes du spectre, soit en groupant plusieurs caméras sur une même plate-forme, chacune avec le filtre et le film appropriés (voir figure 6.38).
- c. **Angle de prise de vue** : En photographie verticale (la plus courante), les images sont captées presque orthogonalement au sol (écart de 5° toléré) et en photographie oblique, utilisée pour les études de relief, les infrastructures urbaines, etc., sous un angle inférieur à 90°.
- d. **Altitude d'observation** : L'altitude (H) d'observation est très variable, selon qu'il s'agit de photographies aériennes ou spatiales. L'échelle (S) du cliché est déterminée par le rapport de la distance focale (f) à l'altitude (voir 3.1.1) :

$$\mathbf{S = f / H}$$

Un exemple de photographie spatiale est fourni par les photos panchromatiques et IR prises par la navette américaine pendant le programme européen Spacelab (1983), qui permit de réaliser quelques photos stéréoscopiques de plusieurs régions du monde avec la chambre métrique RMK 20/30. Ces photos à 1: 820 000 furent prises à une altitude de 250 km avec une résolution approximative de 20 à 30 m ; elles furent utilisées principalement à des fins cartographiques (Konecny, 1986).

Plus récemment, des chambres telles que la MKF-6 (figure 6.38) embarquée à bord du laboratoire Soyouz ont permis d'exécuter des photos à haute définition dans 6 bandes du spectre visible et de l'IR proche (Chuvieco, 1995). Toujours à bord du Soyouz, la caméra KFA 1000 a obtenu une résolution géométrique de 5 à 10 m, avec une distance focale approximative de 1 m à l'altitude de 351 km.

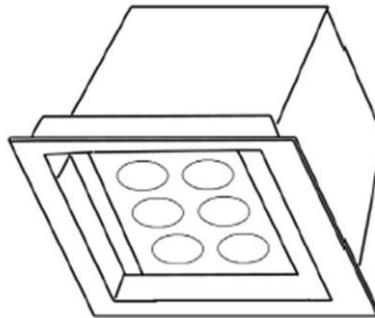


Fig. 6.38 « Chambre multispectrale MKF- 6 »

- **Caméras VRF (Vidicon à retour de faisceau)**

Le VRF était un capteur passif ressemblant à un tube de télévision qui tomba en panne au début de la 1^{ère} mission ERTS (appelée LANDSAT depuis) et ne fut plus jamais utilisé en routine.

Deux caméras VRF embarquées à bord des deux premiers satellites LANDSAT observaient la totalité de la surface du sol instantanément, en utilisant des filtres couleur pour fournir des images multispectrales centrées sur les bandes bleu-vert, jaune-rouge et rouge-IR.

La quatrième caméra VRF de LANDSAT-3 était une version panchromatique (0,505 - 0,750 μm) qui fournissait quatre images contiguës de 30 m de résolution.

Ce type de système a été utilisé notamment par les satellites TIROS et LANDSAT.

- **Scanneurs optomécaniques**

Ces types de scanneurs comportent une optique mue mécaniquement, généralement un miroir rotatif ou oscillant, utilisée pour dévier un faisceau lumineux vers des détecteurs placés perpendiculairement à l'axe de vol. L'axe de rotation ou d'oscillation du miroir est parallèle au profil de vol ou à l'orbite.

Par exemple, le scanner avionné Daedalus utilise un miroir rotatif et les satellites LANDSAT (Fig. 6.39) un miroir oscillant dans leurs scanners multispectraux (MSS).

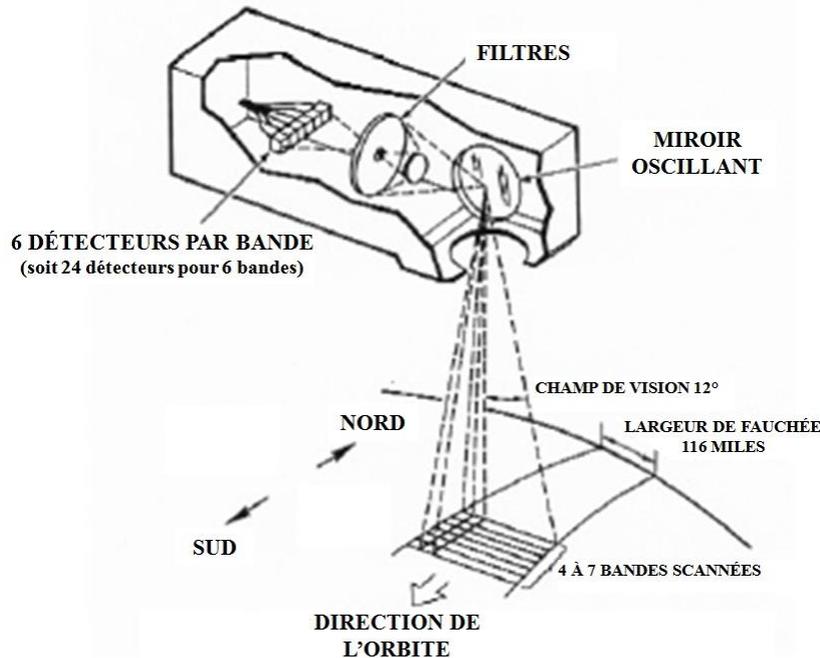


Fig. 6.39 « Scanner multispectral LANDSAT (d'après la NASA – 1997) »

Le MSS LANDSAT comporte un miroir qui oscille perpendiculairement à la direction du vol. Les radiations reçues passent par une série de détecteurs qui les amplifient et les convertissent en signaux électriques numérisés, stockés à bord ou transmis au réseau d'antennes de réception au sol.

En résumé, le capteur digitalise un signal analogique - la radiation reçue – afin de produire des images numériques. Ces valeurs numériques peuvent être converties de nouveau en niveaux de rayonnement, connaissant les coefficients d'étalonnage du capteur et les conditions d'acquisition.

Le nombre et les caractéristiques des détecteurs sont fondamentaux pour la compréhension des images scannées.

Les signaux envoyés par le système optique à ces détecteurs sont échantillonnés à intervalle régulier de telle sorte qu'une seule valeur numérique soit enregistrée pour une distance donnée. Cet intervalle, qui correspond à l'unité élémentaire d'information acquise par le capteur, est appelé pixel (de l'anglais *picture element*). Le signal détecté par chaque pixel est en rapport direct avec le type de surface observée. S'il provient d'une surface homogène, sa valeur la représentera correctement ; dans le cas d'une surface hétérogène, le pixel sera une moyenne des caractéristiques observées.

De nombreux scanners fragmentent le signal reçu en plusieurs longueurs d'onde, traitées chacune par un détecteur sensible à leur gamme d'énergie. Ils sont connus sous le nom de scanners multispectraux, parce qu'ils détectent une même surface de la terre sur des bandes spectrales différentes.

Les avantages des scanners multispectraux par rapport aux capteurs photographiques classiques sont les suivants (Chuvieco, 1995) :

- a. ils étendent la largeur utilisable de la bande spectrale à des longueurs d'onde plus grandes que le spectre visible. Alors que les émulsions sont limitées à la gamme 0,4 à 0,9 μm , les scanners couvrent la gamme 0,4 à 12,6 μm , incluant l'infrarouge moyen et thermique ;
- b. l'étalonnage et les corrections radiométriques des données sont facilités ;

- c. ils peuvent effectuer des couvertures systématiques et étendues grâce à leur capacité de transmission des données en temps réel ;
- d. l'enregistrement numérique rend les données plus fiables et permet de les traiter par ordinateur.

Leurs inconvénients sont leur résolution surfacique limitée et le besoin de recourir à des systèmes de traitement d'image spécifiques.

Comme exemples de ces systèmes, on citera l'AVHRR (*Advanced Very High Resolution Radiometer*) du programme TIROS-NOAA et le scanner multispectral LANDSAT MSS.

Un capteur d'imagerie multispectrale plus sophistiqué, nommé *Thematic Mapper* (TM), a été ajouté aux satellites 4 à 7 de LANDSAT. Bien que son mode opératoire ressemble à celui du MSS, le TM comporte sept bandes de caractéristiques différentes, incluant la bathymétrie ainsi que des capacités géologiques et thermiques et une résolution géométrique améliorée.

- **Scanneurs optoélectroniques à transfert de charges**

Dans les scanneurs optoélectroniques « *push broom* » (mode râteau) à transfert de charges, le miroir oscillant est remplacé par à une chaîne linéaire de détecteurs qui couvre tout le champ de vision du capteur (figure 6.40). Sous l'effet du déplacement orbital du satellite, ces détecteurs balayent à chaque instant une bande complète qui se déplace avec la plate-forme. Les détecteurs solides qui constituent le scanner optoélectronique sont dits CCD (*Charge-Coupled Devices*).

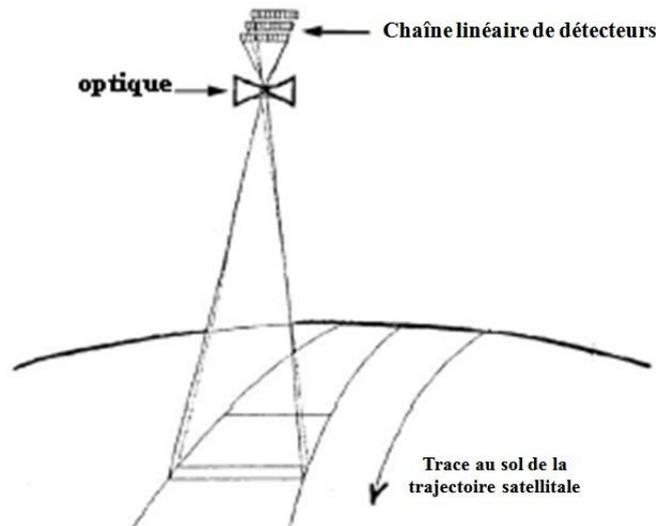


Fig. 6.40 « Scanner optoélectronique type CCD (d'après Chuvieco – 1995) »

Avec ce type de capteur, la résolution spatiale du système est améliorée par rapport aux scanneurs conventionnels et les parties mobiles éliminées, aussi n'est-il plus nécessaire d'interroger les capteurs par pixel, mais par ligne, ce qui les rend plus réactifs pour la détection et l'émission de données.

Parmi ces systèmes, on trouve par exemple les capteurs à haute résolution visible (HRV) du satellite français SPOT, du MOMS allemand, de l'IRS-1 indien et du MOS-1 MESSR japonais.

- **Satellites radars**

Avec son radiomètre actif micro-ondes opérant dans la bande spectrale comprise entre 0,1 cm et 1 m, le satellite radar (*Radio Detection And Range*) facilite l'acquisition d'informations topographiques telles que la rugosité, la couverture végétale et l'humidité. Du fait de sa capacité à opérer par toutes les conditions atmosphériques et de luminosité, il est de plus en plus utilisé. La formation et le contenu des images radar sont très différents de celles de la télédétection optique. Pour les interpréter, il est

indispensable de comprendre la configuration du radar, l'énergie associée à son mode de télédétection, la manière dont celle-ci interagit avec les cibles et la représentation de ces dernières (Davidson, 1997).

Le principe opératoire du radar (figure 6.41) est basé sur l'émission d'une impulsion (faisceau) de micro-ondes (radio) en direction d'une scène ou d'une cible. L'énergie incidente est réfléchiée par la scène ou la cible vers le radar qui mesure l'intensité (détection) du signal retour et la différence de temps entre l'émission et la réception (portée).

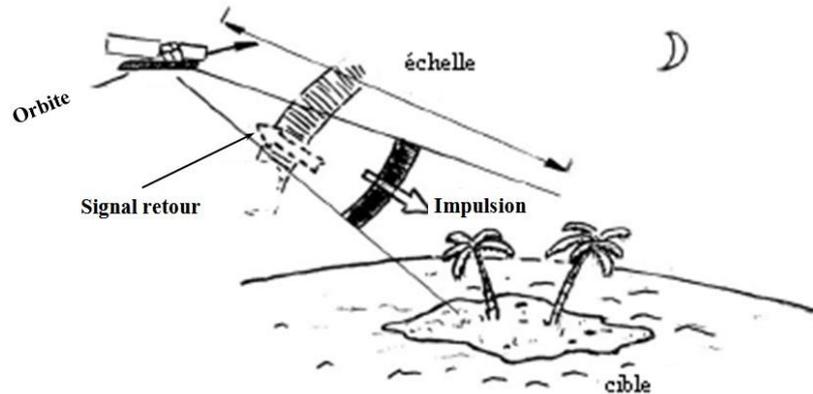


Fig. 6.41 « Mode opératoire du satellite radar »

Le radar SAR à ouverture synthétique (*Synthetic Aperture Radar*) est le type le plus utilisé par les satellites. Son principe est basé sur l'effet Doppler affectant le signal reçu par le capteur du satellite en cours de déplacement sur son orbite, et qui est par là même en mouvement par rapport à une cible située sur la surface terrestre. La résolution qui en découle est équivalente à celle qui serait obtenue par une antenne de longueur égale à la distance séparant les points extrêmes d'où les signaux réfléchis par cette même cible ont été reçus (figure 6.42).

Parmi les exemples de capteurs SAR utilisés pour les ressources naturelles, on peut citer l'ERS et l'ENVISAT européens, le RADARSAT canadien et le JERS japonais.

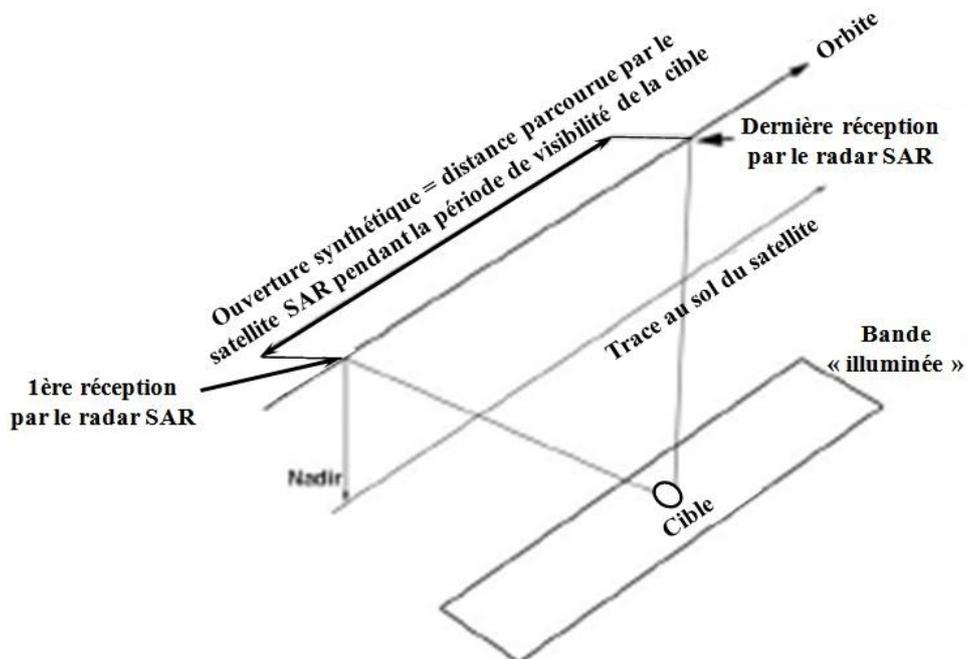


Fig. 6.42 « Concept du radar SAR »

3.2.3 Structure et support de l'image

Une image est produite à partir de l'énergie reçue par les capteurs qui la convertissent en signal analogique, traité et stocké ensuite sous forme numérique. L'intervalle régulier de stockage du signal définit « l'unité d'information » des images, ou segment élémentaire de données, représenté par une valeur numérique unique appelée « pixel » dont on a vu plus haut qu'elle dépendait de la résolution géométrique du capteur. Le pixel est caractérisé par un nombre numérique, le DN (*Digital Number*), résultant du codage de la radiation détectée dans la gamme du spectre ou de la bande.

L'image numérique a la forme géométrique d'une matrice à deux dimensions. À chaque image élémentaire P_{ij} (élément de la matrice) sont associées trois valeurs:

- le n° de la ligne L_i ;
- le n° de la colonne C_j ;
- le DN_{ij} du pixel mesuré par le récepteur dans la gamme de longueur d'onde.

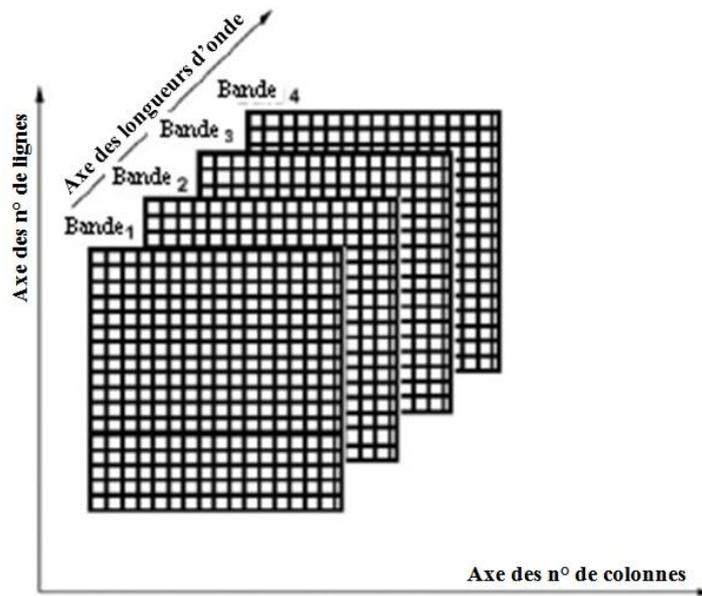


Fig. 6.43 « Structure d'une image multispectrale »

Une image multispectrale est constituée par un nombre k de cellules appelées canaux ou bandes et classées selon leur longueur d'onde. Si on lui ajoute cette dernière dimension, l'image devient un objet tridimensionnel. Par exemple, une image LANDSAT multispectrale possède quatre canaux MSS_k où $k = 1, 2, 3, 4$. (figure 6.43). Les intensités radiométriques d'un canal proviennent d'un recomptage de valeurs comprises entre 0 et 255 (256 niveaux possibles) et codées par pixels au format 8 bits.

Le principe fondamental de la visualisation d'une image numérique consiste à associer une couleur ou un ton de gris à chaque valeur radiométrique, en conservant en même temps la représentation de la matrice de l'image. Il y a deux possibilités de visualisation : soit par canal unique, soit par une synthèse de plusieurs canaux dont les couleurs ont été additionnées.

Dans le cas du canal unique, une correspondance est définie entre le DN et le ton de gris, l'intensité minimale (0) étant représentée en noir, l'intensité maximale (255) en blanc et des valeurs intermédiaires étant assignées aux différentes nuances de gris. L'histogramme d'une image numérique est une représentation graphique de la fréquence d'apparition des pixels exprimés en fonction de leur intensité radiométrique (DN) ; il permet de connaître la distribution des pixels dans un intervalle de valeurs comprises entre 0 et 255.

Pour améliorer une image numérique, il est possible de modifier la corrélation entre les valeurs numériques et l'échelle de gris ou de couleur afin d'augmenter le contraste global. Ce résultat est obtenu en remplaçant les valeurs situées entre les niveaux minimaux et maximaux par de nouvelles valeurs choisies parmi les 255 niveaux et permettant d'utiliser tous les niveaux de gris disponibles dans la visualisation. Pour ce faire, on applique une régression linéaire adaptant l'image à l'histogramme ou d'autres méthodes valables de distribution dont les plus courantes utilisent des exponentielles, des linéarisations, etc.

Pour la visualisation des couleurs, le principe est le même que pour le noir et blanc, si ce n'est qu'une couleur, et non plus un niveau de gris, est associée aux valeurs numériques du canal, ce qui permet de définir une palette.

La définition des couleurs des canaux est conventionnelle ; par exemple, l'image normalisée FCC (*False Color Composite*) du MSS LANDSAT affecte la couleur bleu à la bande verte (centrée sur 0,55 μm), le vert à la bande rouge visible (0,65 μm) et le rouge à la bande IR proche (0,75 μm).

Il existe des alternatives pour les **formats d'enregistrement d'images**. En général, l'image contient un titre associé à des métadonnées qui précisent le format d'enregistrement, le type de capteur, la position géographique de la région, la date, la position du soleil et les données de correction et d'étalonnage de l'image. Les formats d'enregistrement les plus fréquents sont :

BSQ (*band sequential*) : les DN sont rangés par ordre séquentiel, partant de l'origine (ligne 1, colonne 1) jusqu'au dernier pixel de la première bande et ainsi de suite.

BIL (*band interleaved by line*) : Les DN sont rangés par ligne, en commençant par la première ligne de la première bande, suivie de la seconde et ainsi de suite jusqu'à la dernière bande, avant de continuer par la deuxième ligne de la première bande, etc.

BIP (*band interleaved by pixel*) : Le format est semblable au précédent, sauf que dans ce cas, les DN sont rangés par pixel, en commençant par le premier pixel de chaque bande et ainsi de suite jusqu'à la fin de l'image.

Le **support de l'image**, film négatif ou positif, ou photographie, varie selon le programme spatial. Le négatif est le produit le plus souple car il autorise tous les types d'amplifications à l'échelle souhaitée. Le film positif est très utile pour la reproduction des photos et les tirages. Le papier est la forme de diffusion la plus utilisée car il permet d'interpréter directement des images de haute qualité, mais à une échelle malheureusement fixe. Les images LANDSAT TM (23 x 23 cm) sont proposées sous forme de négatifs à 1: 500 000, tandis que d'autres programmes offrent des images à 1: 1 000 000 et des agrandissements papier à des échelles de 1: 250 000 et 1: 100 000.

À ce jour, les bandes magnétiques CCT et cassettes Exabyte ainsi que les cédéroms sont les supports numériques les plus utilisés.

3.2.4 Principes généraux d'interprétation et de traitement

Ce paragraphe est relatif aux techniques requises pour définir, reconnaître, identifier et interpréter les objets ou les phénomènes figurant sur une image. Il est indispensable de définir au préalable les paramètres et les méthodes utilisés pour exécuter ces tâches.

L'échelle est l'un des premiers paramètres à définir ; elle est liée aux objectifs cités précédemment et définit la résolution graphique élémentaire de la carte, ou MCU (*Minimum Cartographic Unit*). Il est recommandé que le MCU ne soit pas inférieur à 4 mm² à l'échelle de la carte, aussi, l'échelle de

travail doit-elle être associée directement au type de capteur utilisé. Conformément aux recommandations de l'Association cartographique internationale, les échelles les mieux adaptées sont :

LANDSAT – MSS	1 : 200.000
LANDSAT – TM	1 : 100.000
SPOT – HRV	1 : 50.000

Les facteurs à prendre en compte dans l'interprétation d'images peuvent être résumés comme suit :

- **Le choix du capteur :** Le type de capteur dépend des objectifs et du niveau de précision requis ; par exemple, une carte du monde (planisphère) sera réalisée au moyen d'un capteur à basse résolution spatiale (NOAA-AVHRR ou SAC-C MMRS) tandis que les projets à plus grande échelle utiliseront des capteurs offrant une meilleure résolution (LANDSAT-TM ou SPOT-HRV). Dans d'autres cas, la précision spatiale sera secondaire par rapport à la résolution temporelle ou spectrale. Si le phénomène étudié possède une forte dynamique temporelle, tel que la dérive en mer d'une nappe d'hydrocarbure, le capteur utilisé favorisera la résolution temporelle aux dépens de la précision, tandis que pour une étude de la couleur des océans à partir d'un capteur optique, la résolution spectrale sera privilégiée.

- **Le choix de l'époque :** Le moment le plus favorable à l'acquisition d'images est quand la sensibilité du phénomène observé atteint sa plus grande valeur par rapport aux autres comportements spectraux ; par exemple, pour la cartographie d'une région littorale caractérisée par des marées de grande amplitude et des estrans étendus, il conviendra de choisir les basses mers pour détecter un maximum de détails et de planifier la saisie d'images en fonction des prédictions de marées locales.

- **Le choix du support :** Le choix du support dépendra des techniques d'interprétation. Trois considérations principales doivent être retenues pour une analyse visuelle : le support de l'image, l'échelle et le nombre de bandes ou de combinaisons de bandes sélectionnées. Les films ou papiers photo seront idéaux pour une interprétation visuelle, tandis que les cassettes, les disquettes, les bandes magnétiques et les cédéroms seront mieux adaptés au traitement numérique. De plus, le nombre d'enregistrements variera selon que le phénomène est cartographié ou simplement suivi.

- **Le choix de la méthode de traitement :** Les méthodes d'analyse de l'image peuvent être visuelles ou numériques. Chacune a ses avantages et ses inconvénients. Le traitement visuel exige moins d'inversions de pixels que le numérique. Les processus informatiques présentent des coûts unitaires avantageux pour les grandes régions, tandis que les coûts de l'interprétation visuelle sont linéaires.

En résumé, les deux méthodes sont valables pour les chantiers complexes, mais le numérique tend à l'emporter grâce aux progrès du traitement d'image, des équipements informatiques et des logiciels.

L'interprétation visuelle de la télédétection est basée sur les mêmes compétences que celles de la photo-interprétation classique. Les interprétations des images VIR (*visible-infrared*) et SAR sont similaires car elles utilisent les mêmes modèles. Dans le cas de l'exploitation d'images SAR, il faut se souvenir des caractéristiques propres de l'imagerie radar et les incorporer dans le processus.

Les principaux éléments d'interprétation visuelle utilisés sont :

- **L'échelle :** C'est le rapport entre les dimensions linéaires de l'image et de l'objet au sol.

$$E = \text{Image} / \text{Objet au sol}$$

En général l'échelle (S) est exprimée sous la forme **1 : D**.

- **La forme et la dimension** : La forme et les dimensions d'un objet spatial ou d'une région sont liées directement à l'échelle ; elles peuvent aider à distinguer les traits naturels et artificiels.

Les dimensions sont utiles pour distinguer les caractéristiques des objets les uns par rapport aux autres tandis que l'échelle joue sur la taille des objets représentés sur l'image. La forme, les dimensions et l'échelle sont fondamentales pour définir le pattern.

- **La tonalité** : La tonalité est la quantité d'énergie reçue par le capteur pour une certaine bande du spectre. Sur une photo, les pixels sombres correspondent aux régions faiblement rayonnantes tandis que les pixels clairs correspondent aux fortes radiations. Le ton est étroitement lié au comportement spectral des différentes couvertures de sol dans la bande de travail considérée.

La tonalité des images radar résulte de la force du signal réfléchi par la cible, laquelle dépend aussi des réflexions de l'environnement. Par exemple, une surface d'eau calme apparaîtra en noir parce qu'elle se comporte comme un miroir spéculaire renvoyant l'énergie loin du capteur.

- **La couleur** : La couleur des images VIR traduit la réflectivité sélective des objets aux différentes longueurs d'onde. Les surfaces plus réfléchissantes aux courtes longueurs d'ondes visibles que dans le reste du spectre apparaîtront en bleu, tandis que celles qui absorbent les courtes longueurs d'onde et réfléchissent les longues apparaîtront en rouge. Si le capteur reçoit des informations des bandes spectrales bleues, vertes et rouges, une composition en couleurs naturelles pourra être obtenue.

Les images SAR qui sont des bandes monochromes sont représentées en gris.

- **La texture** : La texture est la fréquence des changements de tonalité ou de couleur. Elle traduit la rugosité ou la douceur apparente d'une zone ainsi que le contraste spatial des éléments de l'image.

La texture de l'image correspond à la relation entre la dimension des objets et la résolution du capteur. Elle est classée généralement en texture grossière, moyenne et fine. Dans les images SAR, elle peut être classée comme lisse, fine, granuleuse, linéaire, tachetée et mouchetée.

Le contraste est le rapport entre les régions claires et sombres ou la relation de tonalité entre un objet et son environnement.

- **L'ombre** : L'ombre caractérise habituellement le rapport entre les dimensions d'un objet (principalement sa hauteur) et l'angle de l'énergie incidente (soleil ou faisceau d'ondes).

Dans les images SAR, les ombres caractérisent le type de relief. Leur longueur peut être utilisée pour estimer la hauteur d'un objet tandis que leur projection est indicative de sa forme.

En conclusion, l'interprétation visuelle est réalisée par évaluation de tous les paramètres mentionnés ci-dessus et par comparaison des objets représentés avec des formes de caractéristiques connues (par exemple : couverture végétale, réseau hydrographique, infrastructure urbaine, etc.).

Le processus d'identification ou d'aide à l'identification des objets par référence au contexte local et régional est appelé association. Par exemple, les paysages de l'Antarctique peuvent être identifiés par la compréhension de leurs relations naturelles (ex : banquises, crevasses et terrains glaciaires).

- **Le pattern** : Le pattern représente un réseau spatial ordonné ou une répétition de traits caractérisés par leur espacement, leur densité et leur orientation. Par exemple un réseau fluvial (bassins versants) sera associé au relief, un pattern arborescent à une région ondulée (collines, montagnes), alors qu'une structure méandreuse caractérisera des régions plates ou monotones.

3.2.5 Prétraitement de l'image et données complémentaires

Les images en provenance d'un satellite d'observation sont généralement traitées par une société de distribution qui standardise les produits disponibles. En plus du traitement de base, des options supplémentaires sont effectuées à la demande du client pour améliorer la géométrie et la radiométrie du produit et l'adapter à l'application envisagée.

Les types de processus et leurs dénominations sont caractéristiques de chaque système. En général, ils sont organisés selon une hiérarchie progressive de traitement, chaque niveau incluant la couche antérieure et lui ajoutant de nouvelles corrections.

Voici, par exemple, les niveaux de traitement du produit SPOT HRV (figure 6.44) :

Niveau 1A : Niveau de base commun à toutes les images, incluant un étalonnage des capteurs dans chaque bande spectrale, mais pas de correction géométrique. Ces images sont utilisées dans les études radiométriques de précision.

Niveau 1B : Les déformations causées par la rotation de la terre, les effets panoramiques, de dérive et d'angle d'incidence ainsi que les distorsions internes sont compensées par corrections géométriques et ré-échantillonnage.

Niveau 2 : Les corrections géométriques et de localisation sont réalisées en utilisant des données internes et externes. Les données internes sont les éphémérides précises, la géométrie du champ de vue instantané (IFOV) et les corrections d'altitude. Les données externes sont les paramètres du système de projection sélectionné, la correction d'altitude moyenne et les coordonnées des points d'appui (GCP).

Il y a 2 sous niveaux de corrections :

Niveau 2A : Les corrections à deux dimensions sont complétées pour exprimer la scène dans le système de projection UTM. Les corrections d'altitude et la géométrie de l'IFOV sont prises en compte, mais pas les points de contrôle au sol.

Niveau 2B : La correction géométrique de ce niveau, qui est plus précise que le 2A, utilise les points de contrôle et propose plusieurs systèmes de projection : UTM, Lambert, etc. (cf. chapitre 2).

Niveau 3 : Les déformations géométriques causées par le relief sont prises en compte grâce à un MNT issu du produit **Référence 3D**® (2010) qui permet d'obtenir une ortho-image. La précision absolue du positionnement est de l'ordre de 9 à 12 m.

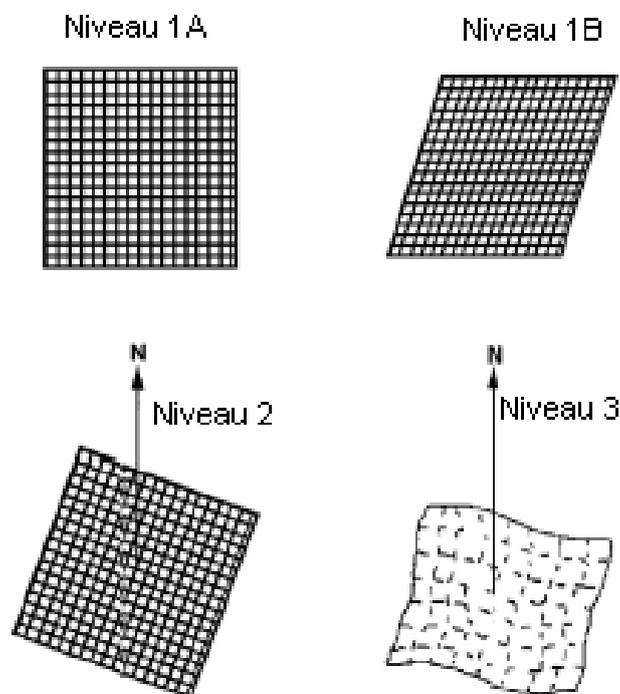


Fig 6.44 Niveau de traitement d'image SPOT (adapté de GDIA, 1993)

Données complémentaires

Le traitement d'image nécessite des données complémentaires pour les corrections géométriques et la préparation du produit cartographique final. Un géocodage sans points de contrôle (GCP) conduit à une position relative tandis que l'usage des GCP permet un raccordement à un système de référence.

Les GCP de coordonnées connues sont clairement identifiables sur l'image. Ils sont utilisés dans les équations de passage des coordonnées de l'image au système de référence géodésique et en projection. Ils peuvent être relevés sur les cartes ou topographiés *in situ*. Dans certains cas, le terrain peut être équipé de réflecteurs (transpondeurs) facilement repérables sur l'image afin de permettre le géocodage des surfaces dépourvues de détails naturels ou artificiels.

Les renseignements cartographiques supplémentaires (type de côtes, obstacles à la navigation, détails côtiers et urbains, ports et infrastructures routières) peuvent être utilisés pour interpréter l'image ou compléter le produit final. Ces données proviennent de la numérisation des cartes existantes, des bases de données géoréférencées (SIG) ou des levés de complément.

3.2.6 Traitement d'image

Les images satellitaires présentent des distorsions géométriques et radiométriques qui dépendent du type de capteur, de la plate-forme et des conditions d'acquisition, or, les applications hydrographiques, utilisent fréquemment des informations en provenance de sources multiples qu'il faut standardiser, comparer et intégrer au moyen d'une procédure de rectification et de restauration des scènes. Le processus de correction et de nivellement dépend des scènes évaluées et du produit final. Il suffit dans certains cas de corriger les erreurs systématiques, puis d'intégrer les images aux autres données précédemment géoréférencées ; dans d'autres cas, il faudra les rectifier et les ré-échantillonner dans une projection et à une échelle données. Le traitement complet d'une scène brute comprend l'élimination des distorsions géométriques, l'étalonnage radiométrique et la réduction du bruit de fond.

Quand des images de sources diverses (par exemple LANDSAT TM, SPOT Pan, etc.) sont utilisées, les processus de correction géométrique, de rectification, d'étalonnage radiométrique et d'amélioration dynamique sont appliqués préalablement à la fusion en vue d'assurer une compatibilité pixel par pixel. Pour tous les aspects de la cartographie satellitale, l'optimisation radiométrique des scènes est aussi importante que leur intégrité géométrique car la qualité de l'image finale dépend de la précision géométrique de chaque constituant (Pohl, 1996). Ce point mérite d'être souligné car certaines parties de cartes* sont souvent complétées par des mosaïques satellitaires.

Traitements géométriques

Les distorsions géométriques sont, soit systématiques (prévisibles et corrigibles), soit accidentelles (aléatoires). Les erreurs systématiques sont facilement corrigées par modélisation des sources de distorsion ; quant aux erreurs accidentelles, elles le sont par application d'une matrice de correction construite à partir de points de contrôle (GCP) convenablement distribués sur l'image.

Les corrections géométriques peuvent être classées selon les processus suivants :

Le recalage (ou co-registation) est la mise en correspondance de deux scènes par relation polynomiale entre leurs points communs. Il est utilisé pour comparer deux ensembles de données en positionnement absolu, sans passage en projection.

* NdT : Ex : Spatiocartes marines du SHOM

Le géoréférencement consiste à attribuer des coordonnées aux pixels d'une scène en utilisant une matrice de passage.

Le géocodage permet d'exprimer une image en projection en lui appliquant des équations de transformation. La scène est alors transformée en une carte dont chaque pixel est associé à des coordonnées géographiques. Le géocodage est indispensable pour l'intégration d'images d'origines diverses, en rendant leurs données compatibles pixel par pixel.

Rectification polynomiale

La rectification polynomiale est une méthode relativement simple de correction géométrique, qui consiste à transformer une image originale en s'appuyant sur un groupe de points convenablement distribués. Il est nécessaire que les coordonnées de ces points soient connues dans les deux systèmes : origine (**x & y**) et final (**X & Y**).

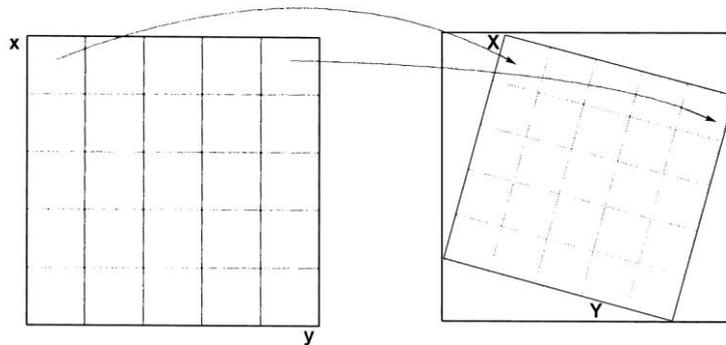


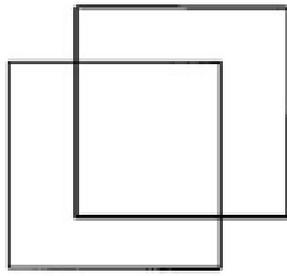
Fig. 6.45

L'ordre du polynôme est fonction du nombre de points ; plus celui-ci augmente, plus il faut de coordonnées connues. Les coefficients du système d'équations ainsi formé sont calculés par moindres carrés.

Un polynôme du premier degré (linéaire) requiert 6 points connus et permet de corriger la translation, la rotation, l'échelle, l'inclinaison, la perspective et les distorsions obliques de l'image (figure 6.46).

$$X = a_0 + a_1 x + a_2 y$$

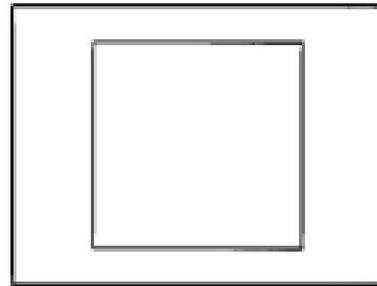
$$Y = b_0 + b_1 x + b_2 y$$



Translation

$$X = a_0 + x$$

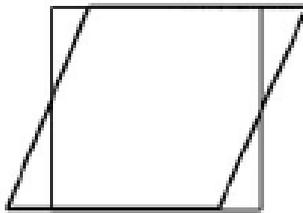
$$Y = b_0 + y$$



Changement d'échelle

$$X = a_1 x$$

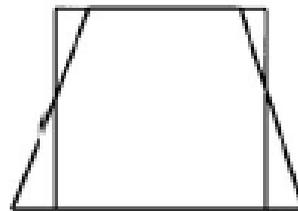
$$Y = b_2 y$$



Inclinaison

$$X = x + a_2 y$$

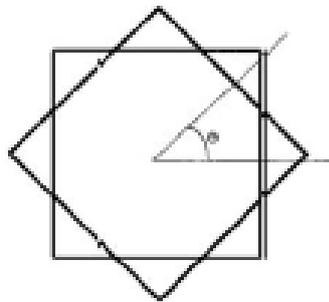
$$Y = y$$



Perspective

$$X = a_0 x y$$

$$Y = y$$



Rotation

$$X = a_1 x + a_2 y$$

$$Y = b_1 x + b_2 y$$

$$a_1 = b_2 = \cos \theta$$

$$a_2 = -b_1 = \sin \theta$$

Fig. 6.46

Un polynôme du second degré requiert 12 points de coordonnées connues et permet en plus de tenir compte de la torsion et de la concavité.

$$X = a_0 + a_1 x + a_2 y + a_3 x^2 + a_4 xy + a_5 y^2$$

$$Y = b_0 + b_1 x + b_2 y + b_3 x^2 + b_4 xy + b_5 y^2$$

En appliquant ces équations à l'image originale, celle-ci peut être transformée, translatée, pivotée, mise à l'échelle et redressée.

L'approche polynomiale ne permet de corriger l'image que localement car elle est tributaire de la distribution des points et de leur précision. Elle fournit en général une image correcte dans les régions plates et sans traits marqués, mais elle est peu utile pour les reliefs accidentés.

L'efficacité de l'ajustement est appréciée par l'évaluation des résidus, l'indicateur le plus souvent utilisé étant l'erreur moyenne quadratique (emq).

L'attribution d'une valeur d'image (DN) aux nouvelles coordonnées **X, Y** du pixel peut être faite grâce aux méthodes de « voisin le plus proche », « interpolation bilinéaire » et « convolution cubique ».

L'algorithme du voisin le plus proche attribue à chaque pixel de l'image transformée le DN du pixel le plus proche dans l'image originale. C'est la méthode la plus rapide, mais des structures rectilinéaires (routes, rives, etc.) peuvent apparaître comme des lignes brisées dans les images transformées.

L'interpolation bilinéaire calcule la moyenne des 4 pixels les plus proches, ce qui a pour effet de réduire la distorsion des structures rectilinéaires, mais aussi le contraste spatial.

L'algorithme de convolution cubique analyse le DN des 16 pixels les plus proches. Il produit une image mieux transformée mais nécessite une puissance de calcul beaucoup plus grande.

En résumé, le choix de la méthode dépend de l'utilisation finale et des objectifs recherchés, des ressources informatiques disponibles (matériel, logiciel) et de l'existence de GCP. Le traitement d'image, enfin, dépend du mode utilisé : optique (VIR) ou radar (SAR).

Effets géométriques affectant les images VIR (Visible-Infrarouge)

En général, les images optiques sont plus déformées par le processus d'acquisition que par les caractéristiques physiques de la scène. Pour certains capteurs, tel que le TM LANDSAT par exemple, la forme de l'image et la rotation de la terre sont des facteurs importants entrant dans les corrections. En général, ces facteurs sont pris en compte par le fournisseur (voir § 3.2.5).

Pour le géocodage décrit au § 3.2.6, il est indispensable de disposer d'objets de coordonnées connues (GCP), que l'on déterminera en général par ajustement polynomial.

Effets géométriques affectant les images SAR

Le radar SAR est très sensible aux propriétés physico-chimiques et à la configuration de la cible. Il émet un faisceau d'énergie qui frappe cette dernière obliquement et rétrodiffuse une image dont la géométrie est caractérisée par les paramètres suivants* (figure 6.47) :

- Altitude : distance entre le satellite et son nadir ;
- Nadir : intersection de la verticale du satellite avec la surface terrestre ;
- Azimut : direction, mesurée à partir du nord, de la trace au sol de l'orbite du satellite ;
- Distances : composantes de la distance oblique mesurées pour chaque impulsion ;
- Distance oblique : distance du capteur à une cible située dans la direction de visée ;
- Direction de visée : angle horizontal correspondant à la direction de pointé du capteur ;
- Distance au sol : projection sur la terre de la distance oblique ;
- Angle d'incidence : angle formé par le faisceau incident et la verticale locale ;
- Angle d'incidence local : angle formé par le faisceau incident et la normale à la surface éclairée.

* NdT : terminologie du Centre canadien de télédétection <http://www.mcan.gc.ca/com/index-fra.php>

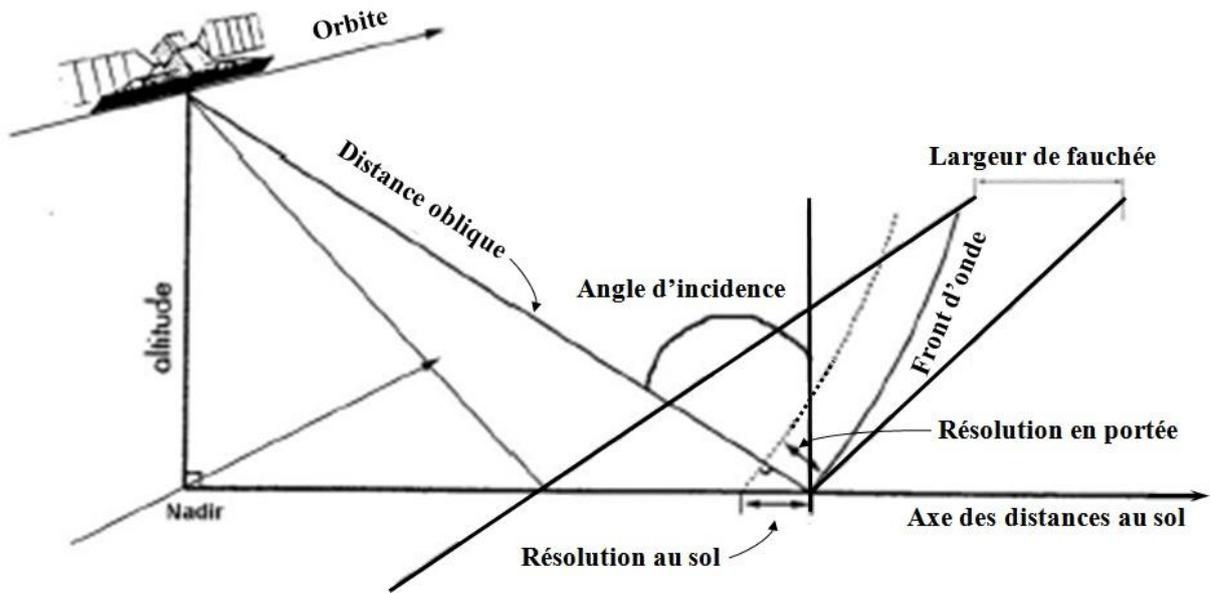
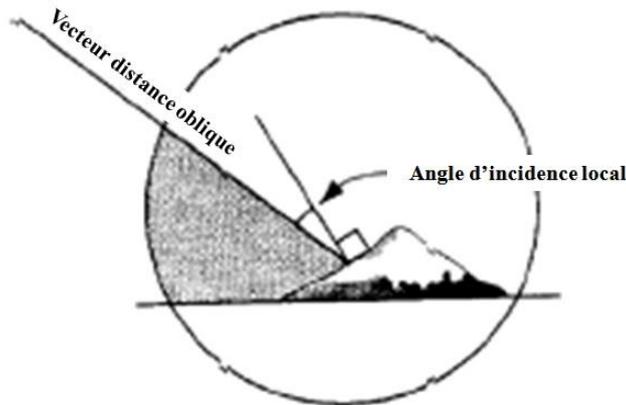


Fig. 6.47 « Géométrie d'une image SAR »

Le paramètre principal est l'angle d'incidence local (Fig. 6.48), car l'interaction du signal avec la cible est influencée par la pente qui déforme l'image par rapport à une projection orthogonale vraie.



« Fig. 6.48 Angle d'incidence local (d'après Raney, 1992) »

Les principales distorsions représentées à la figure 6.49 ont pour nom « rapprochement » (*foreshortening*), « repliement » (*layover*) et « ombre » (*shadow*).

L'effet de rapprochement se produit quand l'angle d'incidence locale est plus petit que l'angle d'incidence mais plus grand que zéro ; il a pour effet de comprimer le versant visible de l'obstacle et de le faire apparaître incliné vers le capteur.

Dans les cas de reliefs très abrupts où l'angle d'incidence local est plus grand que l'angle d'incidence, l'écho du sommet peut même parvenir avant celui de la base, produisant un effet de repliement.

L'effet d'ombre survient quand les pentes ne sont pas éclairées par le signal radar. Les zones affectées apparaissent alors comme des taches sombres (sans information) sur les images.

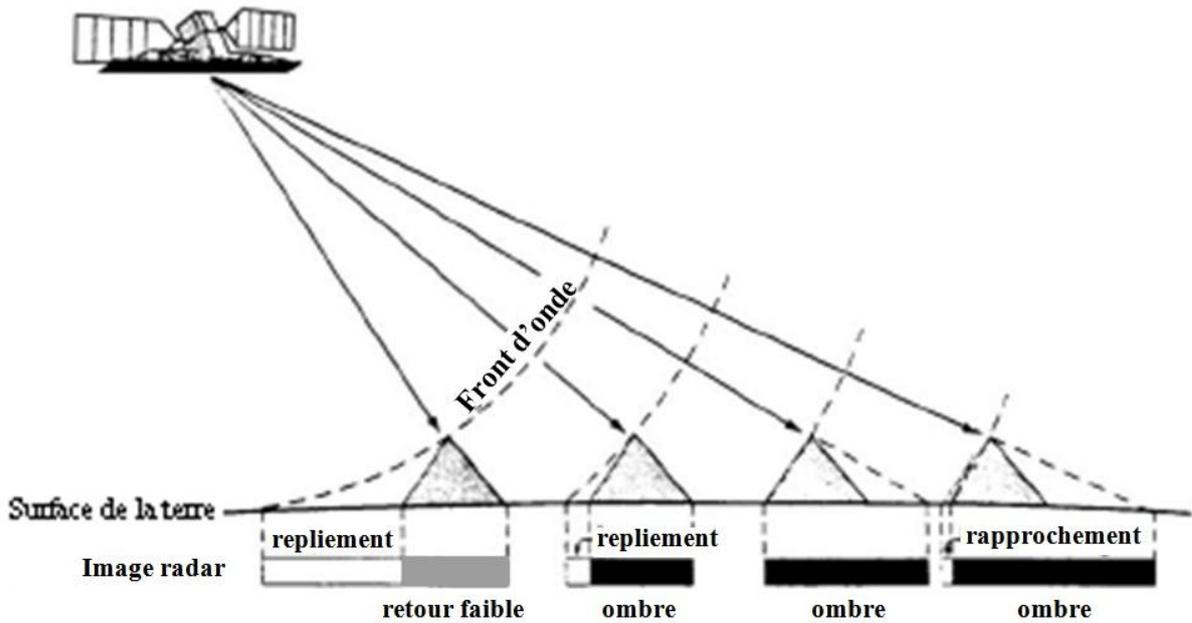


Fig. 6.49 « Distorsions dues au relief (d'après Lillesand et Kieffer – 1987) »

Traitements radiométriques

Ces traitements sont destinés à améliorer la radiométrie et faire ressortir les objets intéressants le photo-interprète ; ils complètent les précédents et aident à interpréter les détails topographiques.

Ils ont en commun de manipuler l'histogramme qui détaille les statistiques de fréquence spectrale pour chaque bande de l'image.

Pour améliorer l'interprétation, le rapport entre les valeurs numériques et l'échelle de gris ou de couleur est modifié afin d'augmenter le contraste global de l'image (étirement ou *stretching* de l'histogramme), ce qui revient à changer les valeurs numériques du minimum et du maximum d'intensité afin de distribuer les nuances de gris sur toute l'étendue de la gamme à 255 niveaux.

Cette distribution peut être effectuée de plusieurs manières dont la plus fréquente consiste à répartir linéairement les valeurs DN des radiations entre les niveaux 0 et 255 (figure 6.50).

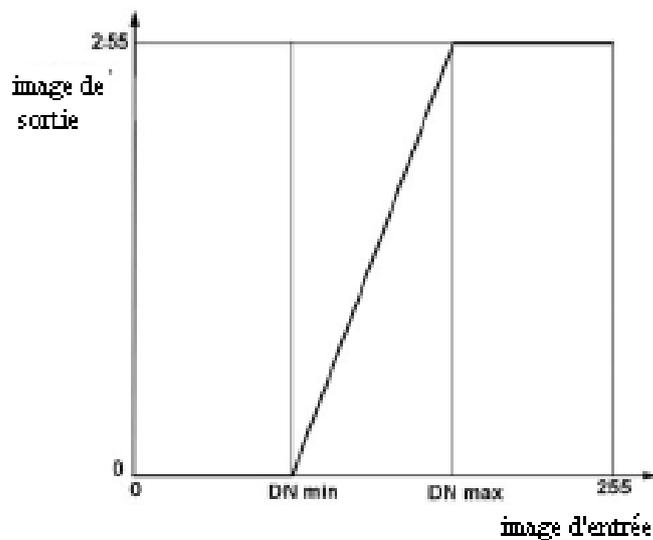


Fig. 6.50

Un autre moyen d'aide à l'interprétation des images est l'application de filtres spatiaux. Les filtres spatiaux sont utilisés pour sélectionner ou masquer certaines fréquences à l'intérieur de la gamme totale de DN. En réduisant les gradients de DN dans une partie de la gamme, le filtre passe-bas supprime certains détails et lisse l'aspect général de l'image ; en les accentuant, le filtre passe-haut renforce les contours et favorise la détection des routes, voies ferrées, rives de cours d'eau, etc.

Un filtre idéal lisse les régions homogènes tout en préservant les contours et la texture; il ne modifie pas la moyenne arithmétique mais réduit les écarts types.

Dans les images SAR, les filtres adaptatifs sont des exemples de filtres passe-haut utilisés pour minimiser les effets de moucheture (*speckle*). De nombreux algorithmes ont été développés à cet effet avec les filtres de type EQMM (Lee, Kuan, Frost), Gamma cartographique, etc.

En bref, les filtres permettent de rehausser les contours et de faciliter l'interprétation topographique s'ils sont utilisés avec soin et sans excès.

Distorsions radiométriques des images VIR

Les sources de distorsions radiométriques sont l'atmosphère (dispersion et absorption), le capteur (rayures) et l'illumination solaire. Leurs effets ont été décrits en détail par Lillesand & Kiefer (1994) et Richards (1986).

Parmi les différentes composantes atmosphériques, la vapeur d'eau présente sous forme de brume exerce un effet qui peut être réduit par modification de l'histogramme.

Un problème fréquent est la présence de nuages qui réduisent la couverture des images optiques. Les régions nuageuses sont caractérisées par un centre à DN élevé (blanc, voisin de 255) et des bords gris et diffus. Les ombres associées ont au contraire un DN très bas. Le traitement fait appel à diverses méthodes (seuillage et découpage en classes de densités) et à des masques mais ceux-ci doivent être utilisés avec prudence sous peine d'introduire des artefacts.

En général, les distorsions radiométriques créées par le capteur sont faibles en regard de l'influence atmosphérique. Les distorsions les plus importantes sont générées par les détecteurs et se manifestent sous forme de rayures (*striping*), dont le caractère périodique permet la suppression après interprétation ou traitement de l'image (Crippen, 1989).

La correction des différentes illuminations solaires nécessite une mise en rapport entre bandes (*band rationing*). Cette correction n'est généralement pas appliquée car l'ensembillement facilite l'interprétation visuelle lors des mises à jour cartographiques.

Distorsions radiométriques des images SAR

Les images SAR ont leurs propres caractéristiques qui requièrent un étalonnage et des traitements particuliers. Ces traitements sont applicables aux taches et le processus est basé sur des vues multiples, l'intervalle des valeurs du DN et les corrections radiométriques spécifiques.

La « **moucheture** » ou chatoiement (*speckle*) est caractéristique des images radar ; elle résulte de l'interférence du faisceau cohérent avec plusieurs réflecteurs individuels. La rétroémission représentée par un pixel est la somme d'un grand nombre de réflexions individuelles, telles qu'arbres et feuillages. L'interférence entre signaux retour SAR produit des variations du niveau de gris des pixels avoisinants, donnant un aspect granuleux à l'image. Le *speckle* affecte les systèmes actifs utilisant des ondes cohérentes ; il limite la résolution radiométrique des images SAR (Hoeckman, 1990, Schumann, 1994). Son impact est aléatoire, aussi ne peut-il pas être totalement éliminé, mais il peut être atténué au moyen de traitements qui réduisent la résolution spatiale.

Le processus de réduction des mouchetures est basé sur le traitement de vues multiples (**traitement multivisé**) qui consiste à créer indépendamment une image d'apparence unique et de résolution réduite en combinant plusieurs images à plein pouvoir séparateur ; il peut également être réalisé par

traitement des données à grande résolution et moyenne énergétique de l'image développée. Le rapport signal sur bruit de l'image est conservé dans le traitement multivisé ; celui-ci nécessite des matériels et des logiciels spécialisés, aussi est-il toujours exécuté dans les stations de réception au sol des données.

L'intervalle de DN des pixels dépend de la portée dynamique des signatures radar de la scène et du codage numérique utilisé pour créer l'image. Les données SAR sont souvent diffusées au taux de 32 ou 16 bits par pixel, cependant de nombreux systèmes d'affichage et logiciels ont un taux limité à 8 bits car les gammes de 16 ou 32 bits requièrent une haute capacité de stockage et de traitement. Les autres contraintes (résolution de l'œil humain, affichage et/ou capacité d'impression, etc.) font qu'il est plus pratique d'exprimer les données finales en 8 bits dans la gamme des 255 niveaux de gris. Le processus de conversion à 8 bits est nommé « *scaling* » (réduction à l'échelle).

Une amélioration radiométrique consistant à occuper les 255 niveaux de la gamme est souvent apportée. L'étirement, ou « *stretching* » qui en résulte permet d'augmenter le contraste et de faciliter la détection des diverses structures.

L'étalonnage des images SAR recourt à deux types de traitement radiométrique :

- L'étalonnage absolu, qui établit un rapport indépendant du temps entre le DN de l'image SAR et la rétrodiffusion. Il est utilisé quand le DN de 2 ou plusieurs images doit être comparé, par exemple pour déterminer l'épaisseur de la glace de mer, les impacts environnementaux, etc.
- L'étalonnage relatif qui établit le même rapport entre le DN et la rétrodiffusion, mais seulement au sein de l'image, ce qui revient à attribuer à la cible une même luminosité quelle que soit sa position dans l'image SAR.

Généralement, l'étalonnage radiométrique est réalisé à la station au sol.

3.2.7 Altimétrie

L'information altimétrique terrestre et côtière s'avère être d'une grande utilité pour l'hydrographe. La description du relief aide à la compréhension de la topographie côtière, des îles, des ports, des aides à la navigation, etc. Les satellites à haute résolution représentent le relief de différentes façons, incluant généralement aujourd'hui les modèles numériques de terrain (MNT) ou les modèles d'élévation numérique (*Digital Elevation Model - DEM*).

Des procédures ont été développées pour traiter plusieurs types de données (photographie spatiale, capteurs VIR, SAR, altimètres) sous différents formats (analogique, numérique) et par diverses méthodes (ombrage, stéréoscopie, interférométrie, polarimétrie) profitant des différentes caractéristiques des capteurs et des images (géométrie, radiométrie, phase) et appliquant diverses technologies (analogique, analytique, numérique) et modes de traitement (interactif, automatisé).

Parmi ces méthodes, la stéréoscopie à usage cartographique s'est imposée le plus rapidement grâce au développement précurseur de la stéréophotogrammétrie aérienne (voir § 3.1).

Les avancées de la stéréoscopie informatisée ont été répercutées sur la stéréoscopie satellitale et la stéréoscopie des images radar a fortement progressé au cours des 20 dernières années.

Dès le lancement de l'ERS-1, les techniques interférométriques ont pu être enrichies des modèles paramétriques développés précédemment tandis qu'avec l'introduction du RADARSAT-1 en 1995, la radargrammétrie était renforcée par les différentes applications altimétriques, utilisées seules ou en complément des images VIR (Toutin, 2000).

- **Méthodes stéréoscopiques**

Les méthodes stéréoscopiques utilisent des procédures semblables à celles de la photogrammétrie (cf. § 3.1.7) qui utilise un couple d'images pour construire une image plastique en trois dimensions.

Un stéréorestituteur numérique permet de mesurer les détails au moyen de deux ballonnets (un par image du couple stéréoscopique) dont la fusion dans le modèle stéréo permet d'accéder aux coordonnées cartographiques 3D (Toutin, 1995).

Le traitement du couple stéréoscopique nécessite un appareil de restitution numérique et un logiciel spécifique. On trouve aujourd'hui des systèmes compacts sur PC (cf. figure 6.51) qui permettent de stéréorestituer différents types d'images numériques (air, espace, VIR, SAR).



Fig. 6.51 « Stéréorestituteur numérique »

Il existe une variété de combinaisons pour capter deux images, dans une même direction ou en sens contraire, à divers angles d'incidence, etc.

L'optique du HRV-SPOT est équipée d'un dispositif permettant de programmer l'observation d'une même région lors de deux passages successifs (Fig. 6.52).

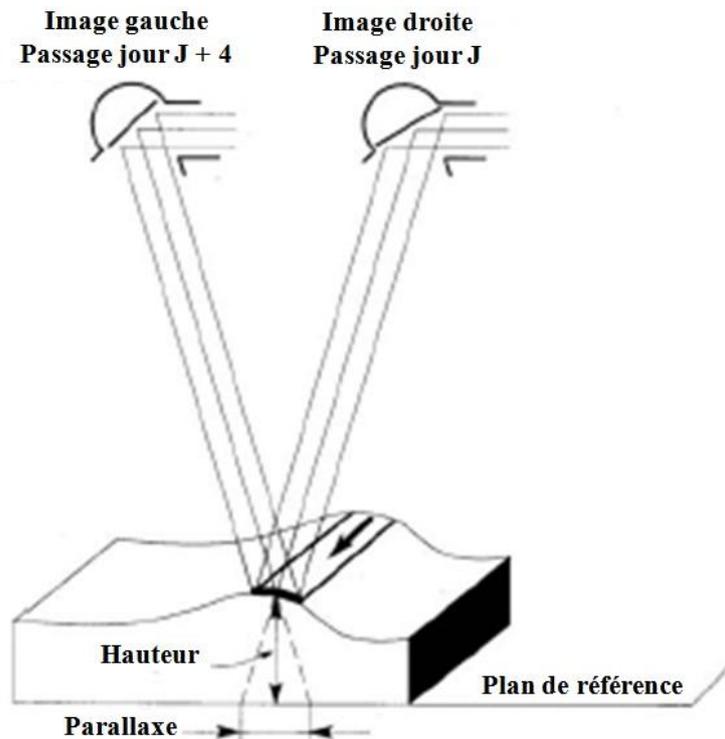


Fig. 6.52 « Utilisation du capteur HRV de SPOT en stéréographie »

Le satellite MOMS permet de capter des images au cours d'un même passage, au moyen de caméras à visée avant, nadirale et arrière. Les séries d'images sont prises à des intervalles de 20 secondes, à

partir de trois points de vue différents (Fig. 6.53).

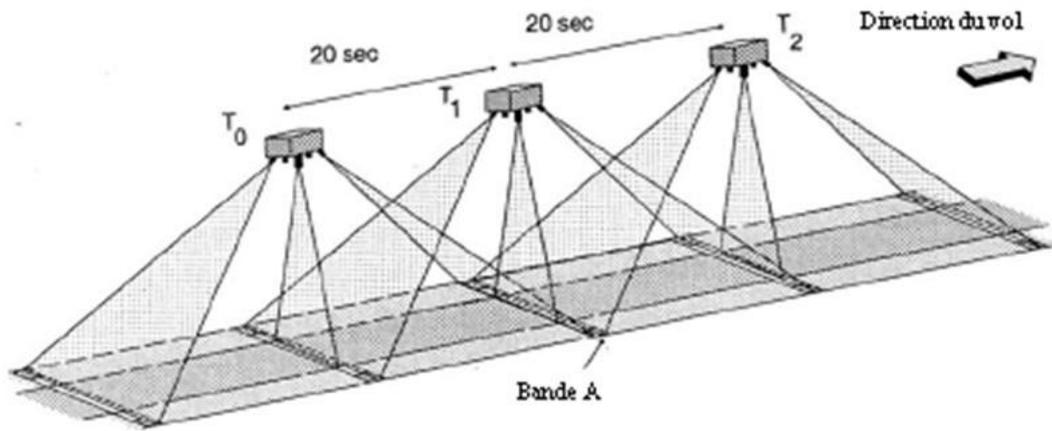


Fig. 6.53 « Géométrie stéréo du satellite MOMS-02 (d'après DARA, 1994) »

Un autre système est le nouvel instrument HRS (Haute Résolution Stéréoscopique) du SPOT 5, qui réalise des prises de vue en avant et en arrière du satellite dans la direction de la trajectoire orbitale.

La 1^{ère} caméra capte une image suivant un angle de visée de 20° sur l'avant. Quarante-vingt-dix secondes plus tard, la seconde caméra capte la même image à 20° sur l'arrière (Fig. 6.54).

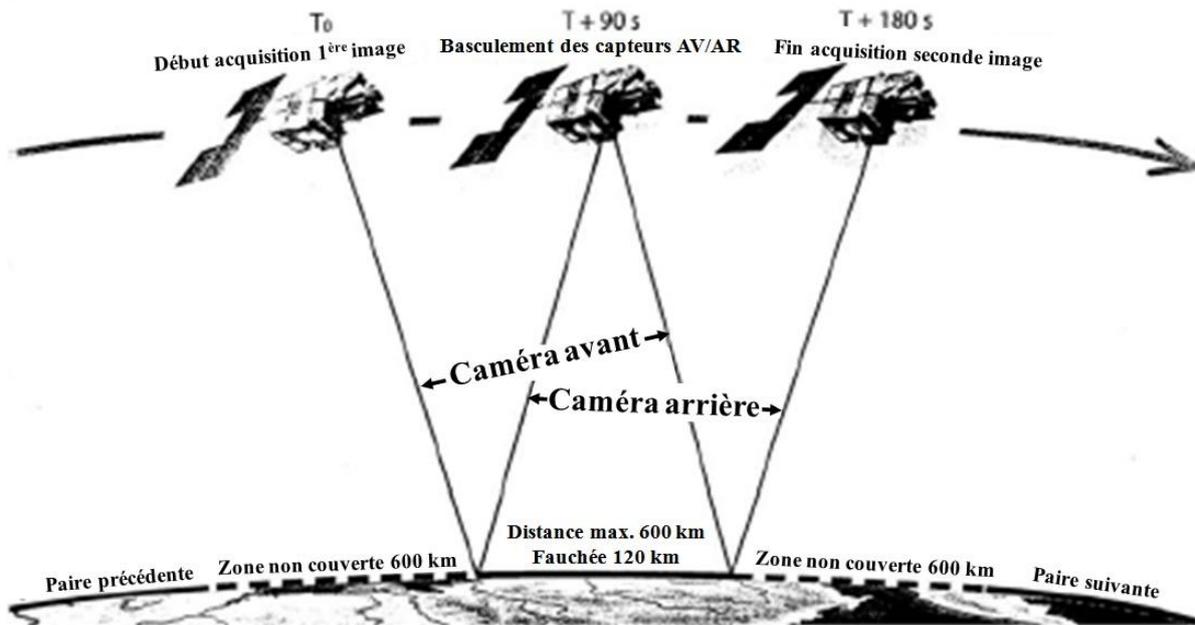


Fig. 54 « Géométrie de l'instrument HRS de SPOT 5 (Source : SPOT Image, 2002) »

- **Radargrammétrie**

La radargrammétrie est une technique semblable à la photogrammétrie, mais qui utilise des images radar. Un DEM est produit par corrélation d'un couple d'images produites par un front d'onde orthogonal à l'angle d'incidence d'une image optique. La précision absolue est de l'ordre de la dimension du pixel. Comme en stéréoscopie, diverses configurations sont possibles (Fig. 6.55).

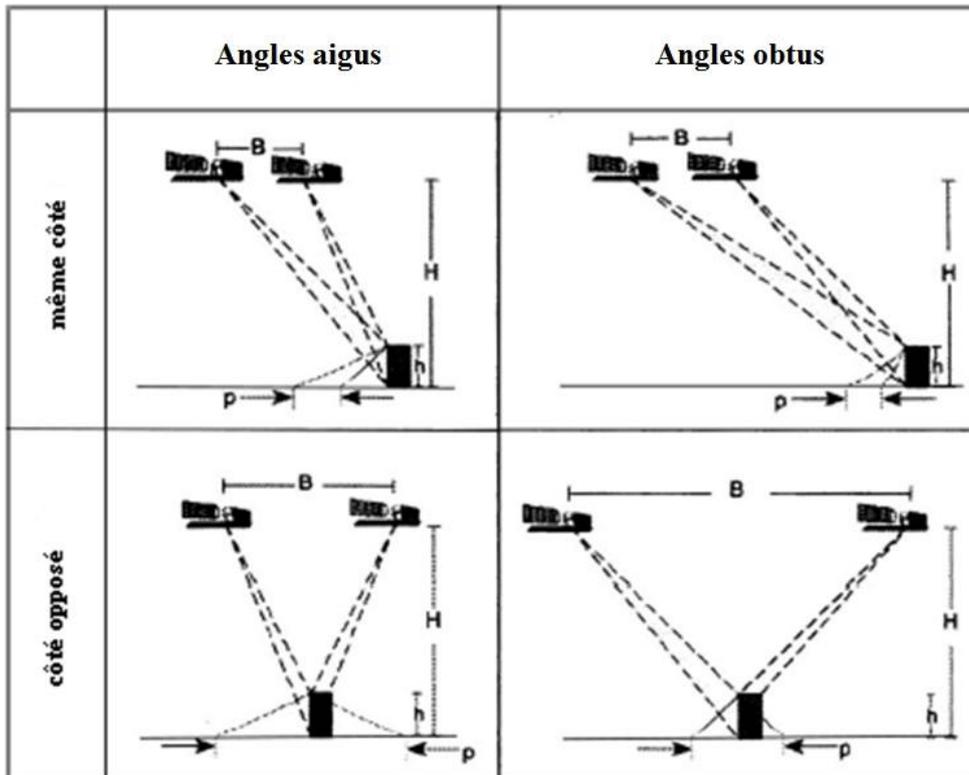


Fig. 6.55 « Différentes configurations du satellite radar SAR (d'après Toutin, 2001) »

- **Interférométrie**

La phase du signal radar étant connue, un canal de différence de phase et un canal de cohérence de phase (angle de phase constant) sont produits afin d'exploiter l'information interférométrique.

Deux scènes, prises à une distance dite « ligne de base », sont requises. Selon la fréquence de l'onde électromagnétique, celle-ci doit être comprise entre 0,5 et 1 km. Les conditions ambiantes (vent, pluie, etc.) doivent être les plus voisines possibles entre les deux captures.

L'image maîtresse utilisée comme référence et l'image secondaire permettent de déterminer un canal de différence de phase, ou interférogramme, et un canal de cohérence indiquant le degré de fiabilité des mesures. La phase doit ensuite être « déroulée », en adoptant une résolution et en transformant les bordures de l'interférogramme en courbes de niveau. Les problèmes de cette méthode sont que :

- la mesure est ambiguë, car la différence de phase est connue précisément mais non le nombre entier de longueurs d'ondes compris dans la distance radar-cible ;
- la phase dépend des caractéristiques radioélectriques de la cible. Si celles-ci sont modifiées entre les scènes, la cohérence ne sera pas obtenue. Cependant, si les franges de l'interférogramme se construisent correctement, c'est que la cible est inaltérée.

3.2.8 Applications cartographiques

Les dernières décennies ont pris conscience des possibilités énormes de l'imagerie satellitale, surtout dans le domaine optique pour la mise à jour cartographique. D'après l'ISPRS, les besoins cartographiques recourant à l'imagerie spatiale sont répartis selon les trois catégories suivantes :

- précision planimétrique ;
- précision altimétrique ;
- détectabilité (Konecny, 1990).

La **précision planimétrique** est la plus exigeante. Elle dépend de la résolution cartographique fixée à $\pm 0,2$ mm et qui, aux échelles les plus courantes, génère les précisions indiquées au tableau 6.6 :

Échelle 1/D	Précision planimétrique
1 : 25 000	± 5 m
1 : 50 000	± 10 m
1 : 100 000	± 20 m
1 : 200 000	± 40 m

Tableau 6.6

La **précision altimétrique (H)** dépend de l'espacement cartographique conventionnel (E) entre courbes de niveau qui est égal à ± 5 H. Elle est indiquée au tableau 6.7.

E	H
20 m	± 4 m
50 m	± 10 m
100 m	± 20 m

Tableau 6.7 (Konecny, 1990)

La **déteçtabilité** fait référence à la possibilité de détecter au cours de l'interprétation numérique des objets d'une taille égale au moins à 1,5 pixel, correspondant aux dimensions du tableau 6.8.

Objet - Cible	Dimension
Infrastructure urbaine	2 m
Voie de communication	2 m
Réseau hydrographique	5 m
Infrastructure routière	10 m

Tableau 6.8 (Konecny, 1990)

Le tableau 6.9 indique les résolutions et les échelles des principaux systèmes de satellites commerciaux utilisés en cartographie :

Capteur satellital	Résolution sur terre	Échelle de la carte
QUICK BIRD	0,7 m	1 : 3500
IKONOS	1 – 4 m	1 : 5000 – 1 : 20 000
SPOT PAN	10 m	1 : 50 000
Landsat 7 ETM	15 m	1 : 75 000
SPOT XS	20 m	1 : 50 000 – 1 : 100 000
RADARSAT 1 SAR	8 – 30 m	1 : 30 000 – 1 : 100 000
ERS SAR	30 m	1 : 100 000
Landsat TM	30 m	1 : 100 000
Landsat MSS	80 m	1 : 250 000
SAC-C MMRS	175 m	1 : 875 000

Tableau 6.9

PRINCIPAUX SYSTÈMES DE SATELLITES DISPONIBLES ACTUELLEMENT (2005)

La liste qui suit fournit de manière non-exhaustive les caractéristiques de la plupart des systèmes utilisés couramment en cartographie aux grandes échelles moyennes.

Système/série Pays	Type d'orbite, altitude, cycle orbital, inclinaison	Dimensions de la scène, résolution spatiale, modes	Capteurs - Bandes spectrales
LANDSAT USA	Héliosynchrone 705 km 16 jours 98,2°	185 x 185 km MSS : 80 m TM : 30 m ETM+ :	<i>Multi Spectral Scanner (MSS)</i> Bande 1 : 0,5 – 0,6 µm (vert) Bande 2 : 0,6 – 0,7 µm (rouge) Bande 3 : 0,7 – 0,8 µm (proche IR) Bande 4 : 0,8 – 1,1 µm (proche IR) <i>Thematic Mapper (TM)</i> Bande 1 : 0,45 – 0,52 µm (bleu) Bande 2 : 0,52 – 0,60 µm (vert) Bande 3 : 0,63 – 0,69 µm (rouge) Bande 4 : 0,76 – 0,90 µm (proche IR) Bande 5 : 1,55 – 1,75 µm (proche IR) Bande 6 : 10,4 – 12,5 µm (thermal IR) Bande 7 : 2,08 – 2,35 µm (mid IR) <i>Enhanced Thematic Mapper (ETM+)</i>
SPOT 5 France	Héliosynchrone 832 km 23 jours 98,7°	60 x 60 km XS : 20 m P : 10 m	Haute Résolution Visible (HRV) Mode multispectral (XS) Bande 1 : 0,49 – 0,59 µm (vert) Bande 2 : 0,61 – 0,68 µm (rouge) Bande 3 : 0,79 – 0,89 µm (proche IR) Mode panchromatique (P) 0,51 – 0,73 µm
IRS Inde	Héliosynchrone 816 - 818 km Capacité de revisite : 5 jours 98,6°	141 x 141 km LISS-III : 23 m LISS-IV : (5,8 m) 23,9 x 23,9 km en XS	<i>Linear Imaging Self Scanning (LISS-III)</i> Bande 2 : 0,52 – 0,569 µm (vert) Bande 3 : 0,62 – 0,68 µm (rouge) Bande 4 : 0,77 – 0,86 µm (proche IR) Bande 8 : 1,55 – 1,70 µm (SWIR) <i>Linear Imaging Self Scanning (LISS-IV)</i> Comporte 2 caméras, comme ci-dessus, avec des largeurs de fauchée de 74 km par caméra (145 km au total)

Système/série Pays	Type d'orbite, altitude, cycle orbital, inclinaison	Dimensions de la scène, résolution spatiale, modes	Capteurs - Bandes spectrales
MOS Japon	Héliosynchrone 909 km 17 jours 99°	100 x 90 km MESSR : 50 m	MESSR Bande 1 : 0,51 – 0,59 µm (vert) Bande 2 : 0,61 – 0,69 µm (rouge) Bande 3 : 0,72 – 0,80 µm (proche IR) Bande 4 : 0,80 – 1,10 µm □ □ (proche IR)
JERS Japon	Héliosynchrone 568 km 44 jours 97,7°	75 x 75 km OPS,: 18 x 24 m SAR : 18 x 18 m	<i>Optical Sensor (OPS)</i> <i>Visible and Near Infrared (VNIR)</i> Bande 1,: 0,52 – 0,60 µm (vert) Bande 2 : 0,63 – 0,69 µm (rouge) Bande 3 : 0,76 – 0,86 µm (proche IR) Bande 4 : 0,76 – 0,86 µm (proche IR) <i>Short Wave Infrared (SWIR)</i> Bande 5 : 1,60 – 1,71 µm Bande 6 : 2,01 – 2,12 µm Bande 7 : 2,13 – 2,15 µm <i>Synthetic Aperture Radar (SAR)</i> 1.275 GHz (L-Bande) HH
ERS Europe	Héliosynchrone 777 km 3 - 35 jours 98,5°	AMI travaille en 3 modes. En mode image : 100 x 100 km 30 x 30 m (3 vues)	<i>Active Microwave Instrument (AMI)</i> <i>Synthetic Aperture Radar (SAR)</i> 5,3 GHz (Bande C) VV angle d'incidence fixe : 23°
RADARSAT Canada	Héliosynchrone 798 km 3 - 24 jours 98,6°	Fauchées comprises entre 100 x 100 km et 18 x 18 km selon les modes Résolutions comprises entre 100 x 100 m et 3 x 3 m	<i>Synthetic Aperture Radar (SAR)</i> 5,3 GHz (C-Bande) HH Choix d'angle d'incidence : mode standard : 20° – 50° mode fin : 37° – 48°
IKONOS USA	Héliosynchrone 681 km 1-3 jours 98,1°	Plusieurs angles d'incidence Multi-Bande : 4 m (avec angle nominal 26°) Panchromatique : 1m (avec angle nominal 26°)	Bande 1 : 0,45 – 0,52 µm (blue) Bande 2 : 0,52 – 0,60 µm (green) Bande 3 : 0,63 – 0,69 µm (red) Bande 4 : 0,76 – 0,90 µm (near IR) Bande Panchromatique : 0,45 – 0,90 µm

ACRONYMES

AVHRR	<i>Advanced Very High Resolution Radiometer</i>
CCD	<i>Charge Coupled Device</i>
DGPS	<i>Differential GPS</i>
DN	<i>Digital Number</i>
DTM	<i>Digital Terrain Model</i>
EDM	<i>Electronic Distance Measurement</i>
EODM	<i>Electro-Optic Distance Measurement</i>
ERS	<i>European Remote Sensing Satellite</i>
ETM	<i>Enhanced Thematic Mapper</i>
GALILEO	<i>Système européen de positionnement par satellite (ESA)</i>
GBAS	<i>Ground Based Augmentation System (système d'augmentation terrestre continental)</i>
GCP	<i>Ground Control Point (Point de contrôle)</i>
SIG	<i>Système d'Information Géographique</i>
GLONASS	<i>Global Navigation Satellite System (Russie)</i>
GNSS	<i>Global Navigation Satellite System (GPS + GALILEO + GLONASS)</i>
GPS	<i>Global Positioning System (USA)</i>
HRV	<i>Haute Résolution Visible</i>
IFOV	<i>Instantaneous Field Of View</i>
IR	<i>Infra Rouge</i>
IRS	<i>Indian Remote Sensing satellite</i>
ISPRS	<i>International Society for Photogrammetry and Remote Sensing</i>
JERS	<i>Japanese Earth Resources Satellite</i>
KFA 1000	<i>Kosmologischer Fotoapparat de distance focale 1000 mm</i>
LASER	<i>Light Amplification by Stimulated Emission of Radiation</i>
Lat	<i>Latitude</i>
Long	<i>Longitude</i>
MNT	<i>Modèle numérique de terrain</i>
MSS	<i>MultiSpectral Scanner</i>
NHO	<i>National Hydrographic Office</i>
NOAA	<i>National Oceanic and Atmospheric Administration</i>
PAN	<i>Panchromatique</i>
ppm	<i>Partie par million (1 x 10⁻⁶)</i>
RBV	<i>Return Beam Vidicon</i>
RTK	<i>Real Time Kinematic (Cinématique temps réel)</i>
S-44	<i>Publication spéciale 44 (Normes de l'OHI pour les levés hydrographiques)</i>
SAR	<i>Synthetic Aperture Radar</i>
SBAS	<i>Satellite Based Augmentation System (système d'augmentation spatial)</i>
SPOT	<i>Satellite Pour l'Observation de la Terre (France)</i>
TM	<i>Thematic Mapper</i>
USFAA	<i>United States Federal Aviation Association</i>
UTM	<i>Universal Transverse Mercator (Projection de Mercator transverse universelle)</i>
VIR	<i>Visible-Infra Rouge</i>
WAAS	<i>Wide Area Augmentation System</i>
WGS	<i>World Geodetic System</i>
WGS 84	<i>World Geodetic System 1984</i>
XS	<i>Multispectral</i>

RÉFÉRENCES

(Liste destinée à aider le lecteur du Chapitre 6 dans ses recherches sur les ouvrages et sites Web)

- | | | |
|---|---|---|
| ALBERZ J.
KREILING W.,
(1989). | <i>“Photogrammetric Guide”</i> | Wichmann, Karlsruhe (Allemagne) |
| ASPRS, (1980). | <i>“Manual of Photogrammetry”</i> | American Society for
Photogrammetry and Remote
Sensing. Bethesda, Maryland, (USA) |
| ASPRS, (1983). | <i>“Manual of Remote Sensing. 2 Volumes”</i> | American Society for
Photogrammetry and Remote
Sensing. Bethesda, Maryland,
(USA) The Sheridan Press. |
| ASPRS, (1996). | <i>“Digital Photogrammetry”</i> | American Society for
Photogrammetry and Remote
Sensing. Bethesda, Maryland, (USA) |
| BOMFORD G.
(1980). | <i>“Geodesy 4th Ed”</i> | Claredon Press, Oxford (Royaume-
Uni). |
| CHUECA PAZOS
Et. Al. (1996). | <i>“Tratado de Topografía (3 Volumes)”</i> | Paraninfo, Madrid (Espagne) |
| CHUVIECO E.
(1995). | <i>“Fundamentos de Teledetección Espacial”</i> | Editorial RIALP, Madrid, Espagne,
453 pp. |
| CNES, (2002). | <i>“HRS puts terrain into perspective”</i> | SPOT Magazine N°34, 1 st semestre
2002, pp 10-11. |
| ÉCOLE
NATIONALE DES
SCIENCES
GÉOGRAPHIQUES
(2011) | Supports de cours téléchargeables sur
http://fad.ensg.eu/moodle/ :
<ul style="list-style-type: none"> • Cartographie • SIG • Informatique • Imagerie aérienne et spatiale • Géodésie • Topométrie • Information géographique • Photogrammétrie | ENSG – Cité Descartes – Marne-la-
Vallée, France

Formation initiale des personnels
techniques de l’IGN |
| FEDERAL
GEODETIC
CONTROL
COMMITTEE
(1984). | <i>“Standards and Specification for Geodetic
Control Networks”</i> | NOAA Rockville Maryland (USA) |
| GDTA, (1995). | <i>“Aspects stéréoscopiques de SPOT, Cahier
A2 MNT”</i> | Cahiers pédagogiques du GDTA,
France, 93 pp. |
| GERMAN SPACE
AGENCY, (1994). | <i>“MOMS-02-D2 Data Catalogue”</i> | DARA, München, Allemagne. |

- HOFMANN WELLENHOF & Al. (2001). "GPS, Theory and Practice. 5th. Ed " Springer, Wien (Austria), New York (USA)
- JOECKEL R., STROBER M. (1995). "Elektronische Entfernungs und Richtungsmessung, 3th. Ed", Wittwer, Stuttgart (Allemagne).
- KONECNY, G., (1990). "Review of the latest technology in satellite mapping. Interim report, Inter-commission Working Group I/IV on International Mapping and Remote Sensing Satellite Systems of ISPRS, Vol.14" Hanover, Allemagne, pp. 11-21.
- LANGERAAR W. (1984). "Surveying and Charting of the Seas" Elsevier. Amsterdam (Pays-Bas), Oxford (Royaume-Uni) New York (USA) Tokyo (Japon)
- LAURILA S. (1976). "Electronic Surveying and Navigation" J. Wiley & Sons, New York (USA)
- LEICK A. (1995). "GPS Satellite Surveying. 2nd. Ed". Wiley Chichester, Brisbane. New York (USA) Toronto (Canada) Singapour.
- LILLESAND, T.M. and KIEFER, R.W., (1987). "Remote sensing and image interpretation, 2nd edition" John Wiley and Sons, Inc., New York, 721 p.
- MEISENHEIMER D. (1995). "Vermessungsinstrumente Aktuell" Wittwer, Stuttgart (Allemagne)
- NASA, (1997). "The Remote Sensing Tutorial". Goddard Space Flight Centre, NASA Web Production. Written by: Nicholas M. Short, Sr.
- OHI (1994). "Dictionnaire Hydrographique S-32, 5ème édition (1998)" BHI, Monaco. Existe également en anglais et en espagnol.
- OHI (1998). "IHO Standards for Hydrographic Surveys. S-44 5th. Ed " BHI, Monaco.
- OLLIVER F. (1995). "Instruments Topographiques" Eyrolles, Paris (France)
- OLIVER C. and S. QUEGAN (1998). "Understanding Synthetic Aperture Radar Images" Artech House, Norwood, Massachusetts (USA)
- POHL, C., (1996). "Geometric aspects of multi-sensor image fusion for topographic map updating in the humid Tropics" ITC Publication Number 39, Pays-Bas, 214 pp.
- RANEY, R.K., (1992). "Course notes; unpublished notes" Canada Centre for Remote Sensing, Ottawa, Canada.

- RICHARDUS P. (1977). *“Project Surveying”*. Balkema. Pays-Bas.
- SEEBER G. (1993). *“Satellite Geodesy”* W. de Gruyter Berlin (Allemagne)
New York (USA)
- SEEBER G. (2003). *“Satellite Geodesy 2nd. Ed ”* Walter de Gruyter (Berlin - NY)
- TORGE W. (2001). *“Geodesy”* W. de Gruyter Berlin (Allemagne)
New York (USA)
- TURNBULL D. (2001). *“The Evolution of an Object - Oriented Geospatial Information System Supporting Digital Nautical Chart Maintenance at the NIMA”* Bulletins Hydr. Int. Jul. Aug. - Sep; IHO, Monaco
- TOUTIN, Th., (1998). *“Évaluation de la précision géométrique des images de RADARSAT”* Journal Canadien de télédétection, 23(1):80-88.
- TOUTIN, Th., (1997). *“Single versus stereo ERS-1 SAR imagery for planimetric feature extraction”* International Journal of Remote Sensing, 18(18):3909-3914.
- TOUTIN, Th. and B. RIVARD, (1997). *“Value-added RADARSAT Products for Geoscientific Applications”* Canadian Journal of Remote Sensing, 23(1):63-70.
- TOUTIN, Th., (1995). *“Generating DEM from stereo images with a photogrammetric approach: Examples with VIR and SAR data”* EARSeL Journal Advances in Remote Sensing, 4(2):110-117.
- WOLF R., (1994). *“Elementary Surveying 9th. Ed. ”* Harper Collins College Publishers New York (USA) Il existe également une version en espagnol "Topografía", Alfaomega, Mexique (1998)

ADRESSES INTERNET

PAYS	INSTITUTION	SITE INTERNET
ISPRS	International Society on Photogrammetry and Remote Sensing	http://www.isprs.org
FIG	Fédération Internationale des Géomètres	http://www.Fig.net
UE	European Space Agency	http://www.esa.int
UGGI/Évaluation	Association Internationale de Géodésie	http://www.gfy.ku.dk/~iag/
Allemagne	German Aerospace Center (DLR)	http://www.dlr.de/en/
Argentine	Comisión Nacional de Actividades Espaciales	http://www.conae.gov.ar/principal.html
Australie	Commonwealth Scientific & Industrial Research Organization	http://www.csiro.au
Australie	Surveying and Land Information Group	http://www.auslig.gov.au
Australie – Nouv.-Zélande	Australian - New Zealand Land Information Council	http://www.anzlic.org.au
Bolivie	Centro de Levantamientos Aeroespaciales y SIG	
Brésil	Instituto Nacional de Pesquisas Centre For Remote Sensing Espaciais	http://www.inpe.br
Canada	Centre canadien de télédétection	http://cct.mcan.gc.ca/index_f.php
Canada	Radarsat International	http://www.rsi.ca
Canada	Division des levés géodésiques	http://www.geod.nrcan.gc.ca/
Chili	Agencia Chilena del Espacio	http://www.agenciaespacial.cl
Chine	China Academy of Space Technology	http://fas.org/nuke/guide/china/contractor/cast.htm
Espagne	Instituto Nacional de Técnica Aeroespacial	http://www.inta.es
Espagne	Org. for Cartography and Geodesy	http://www.cartesia.org
France	Centre National d'Études Spatiales	http://www.cnes.fr/web/CNES-en/7114-home-cnes.php
Inde	Indian Space Research Organization	http://www.isro.org
Italie	Agenzia Spaziale Italiana	http://www.asi.it
Japon	National Space Development Agency	http://www.nasda.go.jp
Royaume-Uni	UK Space Agency	http://www.bis.gov.uk/ukspaceagency
Russie	Russian Space Science Internet	http://www.rssi.ru

PAYS	INSTITUTION	SITE INTERNET
Suisse	Astronomical Institute Berne University	http://www.aiub.unibe.ch/content/index_eng.html
USA	Ohio State University (Centre for Mapping)	http://www.cfm.ohio.state
USA	Maine University	http://www.spatial.maine.edu
USA	Geological Survey (EROS)	http://edc.usgs.gov
USA	Earth Observation Handbook	http://www.eohandbook.com
USA	Goddard Space Flight Centre (NASA)	http://www.nasa.gov/centers/goddard/home/index.html
USA	Nat. Ocean. And Atm. Adm. Central Library	http://www.lib.noaa
USA	Nat. Aeronautic and Space Adm.	http://www.nasa.gov
USA	National Oceanic and Atmospheric Adm.	http://www.noaa.gov
USA	Geological Survey	http://www.usgs.gov
USA	Professional Survey (review)	http://www.profsurvey.com
USA	Department of Defence	http://www.defenselink.mil
USA	National Geodetic Survey	http://www.ngs.noaa.gov
USA	Institute of Navigation	http://www.ion.org
USA	Jet Propulsion Laboratory	http://www.jpl.nasa.gov
USA	Naval Observatory	http://www.usno.navy.mil
USA	GPS Interface Control Document	http://www.navcen.usc.mil/gps
USA	Interagency GPS Executive Board	http://www.igeb.gov
USA	Texas University	http://www.host.cc.utexas.edu
USA	GPS Nav. Inf.	http://www.navan.uscg.mil/gps
USA	California - Los Angeles University	http://www.cla.usc.edu
USA	American Society for Photogrammetry and remote sensing	http://www.asprs.org/
USA	National Imagery and Mapping Agency	http://www.164.214.2.59
USA	GPS issues	http://www.206.65.196

BIBLIOGRAPHIE

(Sources écrites ou numériques utilisées dans la préparation du Chapitre 6).

- | | | |
|---|--|---|
| ASPRS, (1983). | <i>“Manual of Remote Sensing”</i> | American Society of Photogrammetry and Remote Sensing. 2 volumes. The Sheridan Press, USA, 2420 pp. |
| CHUVIECO E. (1995). | <i>“Fundamentos de Teledetección Espacial”</i> | Editorial RIALP, Madrid, Espagne, 453 pp. |
| CURAN P.J. (1985). | <i>“Principles of remote sensing”</i> | Longman, London, Angleterre. |
| CURLANDER J.C. and R.N. MCDONOUGH, (1991). | <i>“Synthetic Aperture Radar Systems and Signal Processing”</i> | John Wiley and Sons, Inc., Toronto |
| DRURY S.A., (1990). | <i>“A Guide to Remote Sensing”</i> | Oxford Science Publications, Oxford, USA, 199 pp. |
| ELACHI C. and F.T. ULABY, (1990). | <i>“Radar Polarimetry for Geoscience Applications”</i> | Artech House, Boston |
| ELACHI C. (1988). | <i>“Spaceborne Radar Remote Sensing: Applications and Techniques”</i> | IEEE Press, New York |
| FAO, (1990). | <i>“Remote sensing applications to land resources”</i> | FAO RSC Series 54, Rome, Italie. |
| FITCH J.P. (1988). | <i>“Synthetic Aperture Radar”</i> | Springer-Verlag, New York |
| HENDERSON F.M. and A.J. LEWIS, EDS. (1998). | <i>“Principles and Applications of Imaging Radar, Manual of Remote Sensing, Third Edition, Volume 2”</i> | John Wiley & Sons, Inc., Toronto |
| KNEISSL M. (1956). | <i>“Handbuch der Vermessungskunde Band III (Hohenmessung, Tachymetrie)”</i> | Metzer, Stuttgart (Allemagne) |
| KNEISSL M. (1958). | <i>“Handbuch der Vermessungskunde Band IV (Mathematische Geodäsie)”</i> | Metzer, Stuttgart (Allemagne) |
| KNEISSL M. (1963). | <i>“Handbuch der Vermessungskunde Band II (Feld und Land Messung, Absteckungsarbeiten)”</i> | Metzer, Stuttgart (Allemagne) |
| MAGUIRE D. et al (1991). | <i>Geographic Information System Principles and Applications”</i> | John Wiley & Sons N.Y. |
| NASA, (1997). | <i>“The Remote Sensing Tutorial”</i> | Goddard Space Flight Centre, NASA Web Production. Ecrit par: Nicholas M. Short, Sr. |
| OLIVER C. and S. QUEGAN (1998). | <i>“Understanding Synthetic Aperture Radar Images”</i> | Artech House, Norwood, Mass. |

- RINNER K., BENZ F. (1966) *“Handbuch der Vermessungskunde Band VI (Die Entfernungsmessung mit Elektromagnetische Wellen und ihre geodätische Anwendung)”* Metzer, Stuttgart (Allemagne)
- RINNER K., BENZ F. (1971). *“Handbuch der Vermessungskunde Band III a,3 Volumes (Photogrammetrie)”* Metzer, Stuttgart (Allemagne)
- RUSSELL - WOLF (1984). *“Elementary Surveying”* Harper and Row Publishers, New York (USA)

Les auteurs suivants cités dans les RÉFÉRENCES ont également été utilisés :

- ALBERZ J. KREILING W (1989)
 ASPRS (1996)
 BOMFORD G. (1980)
 CHUECA PAZOS & al. (1996)
 HOFMANN WELLENHOF & al. (2001)
 IHO (1998)
 IHO (1994)
 LANGERAAR W. (1984)
 MEISENHEIMER D. (1995)
 SEEBER G. (1993)
 TORGE W. (2001)
 WOLF R, BRINKER R.C. (1994)
-

CHAPITRE 6 – ANNEXE A

ALGORITHMES POUR LA PROJECTION UTM

1. PRÉSENTATION

La projection Transverse Universelle de Mercator (UTM) abordée aux § 2.5.4 et 2.5.5 du chapitre 2, est un moyen commode d'expression des latitudes et longitudes géodésiques dans le plan. Ses coordonnées planes (**x** & **y** ou **N** & **E**), associées à des corrections angulaires finies et de distances, sont adaptées aux levés topographiques et hydrographiques détaillés.

2. CONCEPTS GÉODÉSQUES, GÉOMÉTRIQUES ET CARTOGRAPHIQUES

Avant d'aborder les concepts qui suivent, le lecteur devra s'être familiarisé avec les paragraphes 2.4 et 2.5 du chapitre 2, et plus particulièrement avec les § 2.5.4 et 2.5.5.

Adoptant l'ellipsoïde terrestre comme surface de référence, avec « **a** » comme demi- grand axe (équatorial) et « **b** » comme demi-petit axe (polaire), on définit les paramètres suivants :

$$f = \frac{a - b}{a} \quad \text{L'aplatissement « } a \text{ » du chapitre 2, § 2.2.3}$$

$$\varepsilon = \frac{\sqrt{a^2 - b^2}}{a} \quad \text{La 1}^{\text{ère}} \text{ excentricité « } e \text{ » du chapitre 2, § 2.1.1}$$

$$\varepsilon' = \frac{\sqrt{a^2 - b^2}}{b} \quad \text{La 2}^{\text{ème}} \text{ excentricité}$$

lesquels, au terme d'un calcul algébrique élémentaire, permettent de définir les constantes ci-après :

$$f(2 - f) = \varepsilon^2$$

$$(1 - f)^2 = 1 - \varepsilon^2$$

ainsi que les rayons de courbure des arcs de l'ellipsoïde au point de contact P_0 qui s'écrivent :

$$M = a(1 - f)^2 [1 - f(2 - f) \sin^2 \varphi]^{-3/2} = a(1 - \varepsilon^2) [1 - \varepsilon^2 \sin^2 \varphi]^{-3/2}$$

$$N = a [1 - f(2 - f) \sin^2 \varphi]^{-1/2} = a [1 - \varepsilon^2 \sin^2 \varphi]^{-1/2}$$

$$r = N \cos \varphi$$

$$\Delta p_{12} = r(\lambda_2 - \lambda_1)$$

$$B = \int_0^\varphi M d\varphi = \alpha\varphi + \beta \sin 2\varphi + \gamma \sin 4\varphi + \delta \sin 6\varphi + \dots, \text{ formules dans lesquelles (cf. figure 6A.1) :}$$

r est le rayon du parallèle passant par P_0 ;

$M = P_0R$ est le rayon de courbure de la section méridienne (c.à.d. de l'une des deux sections principales contenant la normale en P_0 à l'ellipsoïde et le méridien) ;

$N = P_0Q$, dite « grande normale », est le rayon de courbure de la 2^{ème} section principale, perpendiculaire à la section méridienne ($N \geq M$) ;

φ est la latitude géodésique ou ellipsoïdique ;

Δp_{12} est l'arc, exprimé en radians, du parallèle de latitude φ compris entre les longitudes λ_1 et λ_2 ;

B est l'arc de méridien exprimé en radians comptés de l'équateur jusqu'à la latitude φ

$$\alpha = a(1 - 1/4 \varepsilon^2 - 3/64 \varepsilon^4 - 5/256 \varepsilon^6) = a(1-f)^2(1 + 3/2 f + 33/16 f^2 + 85/32 f^3)$$

$$\beta = -a(3/8 \varepsilon^2 + 3/32 \varepsilon^4 + 45/1024 \varepsilon^6) = -a/2(1-f)^2(3/2 f + 3 f^2 + 285/64 f^3)$$

$$\gamma = a(5/256 \varepsilon^4 + 45/1024 \varepsilon^6) = a/4(1-f)^2(15/16 f^2 + 75/32 f^3)$$

$$\delta = -a(35/3072 \varepsilon^6) = -a/6(1-f)^2(35/64 f^3)$$

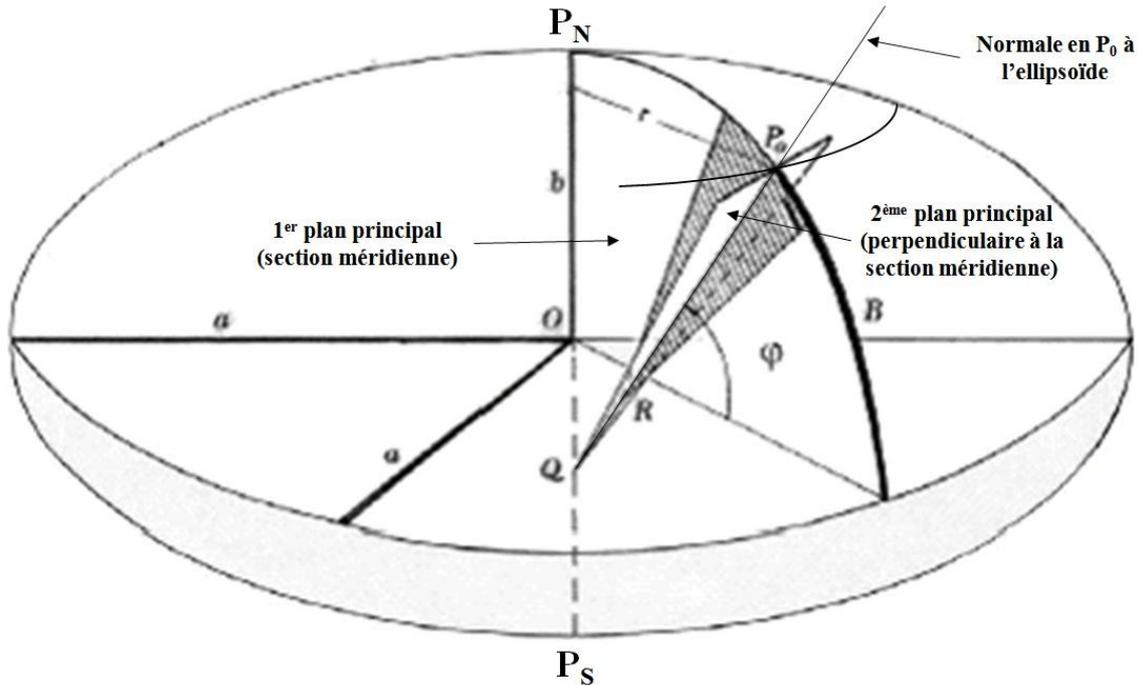


Fig. 6A.1

Le tableau suivant contient les paramètres des deux ellipsoïdes les plus utilisés avec les valeurs de Q (arc de méridien B , mesuré à partir de l'équateur jusqu'au pôle) :

$$Q = \int_0^{\pi/2} M d\varphi$$

ELLIPSOÏDE	HAYFORD*	WGS 84
a	6 378 388 m	6 378 137 m
f	1/297	1/298,2572236
$\varepsilon^2 = f(2 - f)$	0,0067226722	0,0066943800
α	6 367 654,500 m	6 367 449,146 m
β	-16 107,035 m	-16 038,509 m
γ	+ 16,976 m	+ 16,833 m
δ	- 0.022 m	- 0.022 m
Q	10 002 288,30 m	10 001 965,73 m

* NdT : Ellipsoïde adopté à Madrid en 1924 par l'Union géodésique et géophysique internationale

Les composantes d'une représentation de l'ellipsoïde sur le plan sont de la forme :

$$x = x(\varphi, \lambda)$$

$$y = y(\varphi, \lambda)$$

qui définit la transformation. Pour une représentation conforme ou orthomorphique, il est nécessaire de remplacer la latitude par une nouvelle variable appelé « latitude isométrique »

$$q = \int_{\varphi_0}^{\varphi} \frac{M}{N \cos \varphi} d\varphi$$

Cette fonction a pour origine la projection de MERCATOR de l'ellipsoïde terrestre sur un cylindre tangent à l'équateur et dont la direction coïncide avec le petit axe « b » (figure 6A.2).

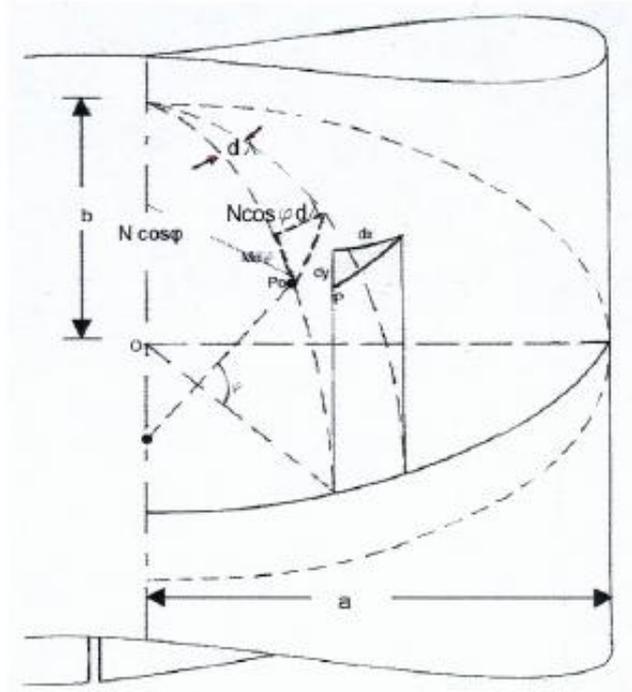


Fig. 6A.2

Définissant l'axe des « y » comme la projection du méridien origine ($\lambda = 0$) sur le cylindre et l'axe des « x » comme l'équateur, avec $y = 0$ pour $\varphi = 0$ et $x = 0$ pour $\lambda = 0$, il apparaît que :

$$x = a \lambda$$

L'isométrie est réalisée sur la ligne tangente qui est l'équateur et l'ordonnée « y » doit satisfaire à l'équation différentielle suivante (figure 6A.2)

$$\frac{dy}{M d\varphi} = \frac{dx}{N \cos \varphi d\lambda} = m$$

où m coïncide avec l'altération linéaire* m_l du § 2.4 du chapitre 2. Le système s'écrit encore :

* NdT: L'altération linéaire est une fonction mathématique connue en chaque point et qui n'a rien à voir avec la précision.

$$\frac{dy}{M d\varphi} = \frac{a d\lambda}{N \cos \varphi d\lambda} = \frac{a}{N \cos \varphi} = m$$

et

$$y = a \int_0^{\varphi} \frac{M}{N \cos \varphi} d\varphi = a q$$

formule dans lequel q peut être intégré sous la forme :

$$q = \ln \left[\left(\frac{1 - \varepsilon \sin \varphi}{1 + \varepsilon \sin \varphi} \right)^{\varepsilon/2} \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \right]$$

La figure 6A.3 représente la grille des méridiens et des parallèles ainsi qu'une géodésique (distance la plus courte sur l'ellipsoïde) tracée en projection entre les points A et B ($x = a\lambda$, $y = aq$).

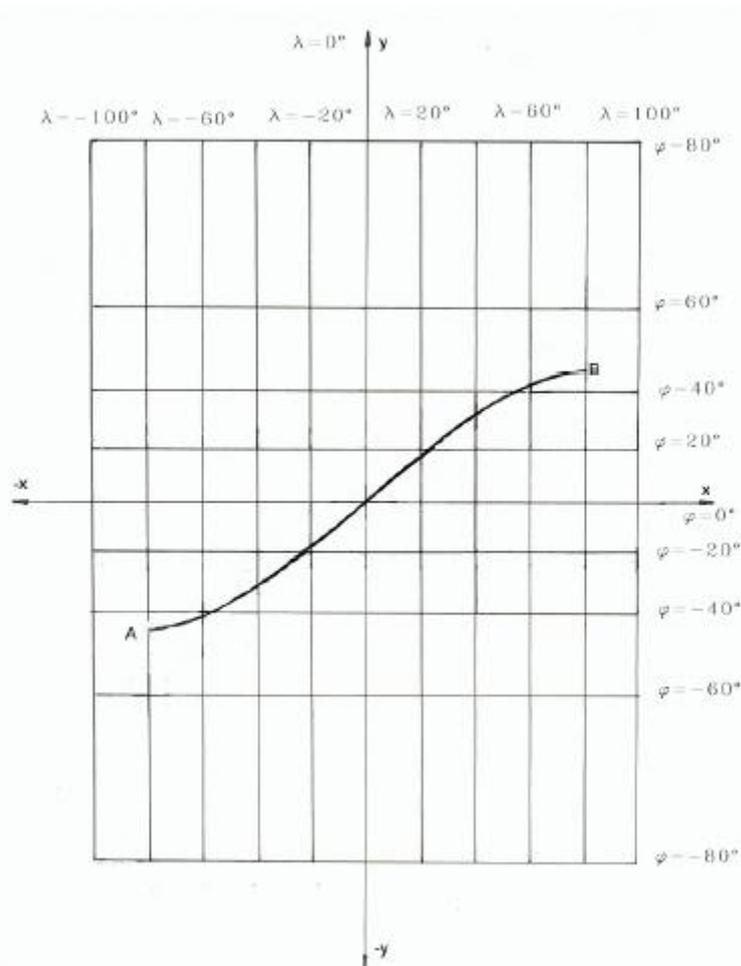


Fig. 6A.3

Les principes ainsi posés sont utilisés à d'autres fins par la carte marine, mais pour ce qui concerne cette annexe, il suffira de se souvenir des formules ci-après, qui définissent une transformation

conforme de l'ellipsoïde sur un plan :

$$x = a\lambda$$

$$y = aq$$

$$q = \int_b^{\varphi} \frac{M}{N \cos \varphi} d\varphi$$

qui peut encore s'exprimer sous la forme d'une fonction analytique en variables complexes :

$$y + ix = f(q + i\lambda) \quad (2.1)$$

dans laquelle les coordonnées (x, y) d'un point sont comptées positivement vers l'Est et vers le Nord respectivement et vérifient les équations de Cauchy–Riemann, à savoir :

$$\frac{\partial y}{\partial q} = \frac{\partial x}{\partial \lambda}$$

$$\frac{\partial x}{\partial q} = -\frac{\partial y}{\partial \lambda}$$

ce qui est le cas, car (q, λ) et (x, y) sont des couples de coordonnées planes.

Pour une meilleure compréhension de cette question, la consultation d'un cours de mathématique traitant des variables complexes et de leurs applications à la transformation des systèmes de coordonnées planes est recommandée.

La relation générale 2.1, la condition de Cauchy-Riemann et les considérations suivantes sont valables pour toutes les transformations conformes, et pas seulement pour la projection de Mercator.

Les autres formules mathématiques génériques applicables aux représentations conformes proviennent de la différenciation de $x = x(\varphi, \lambda)$ et de $y = y(\varphi, \lambda)$:

$$dx = \left(\frac{\partial x}{\partial \varphi} \right) d\varphi + \left(\frac{\partial x}{\partial \lambda} \right) d\lambda$$

$$dy = \left(\frac{\partial y}{\partial \varphi} \right) d\varphi + \left(\frac{\partial y}{\partial \lambda} \right) d\lambda$$

Pour un φ donné (parallèle), le quotient du carré d'une distance élémentaire sur le plan, $(dx^2 + dy^2)$, par le carré de l'arc correspondant de l'ellipsoïde $(N \cos \varphi d\lambda)$, est égal au carré de l'altération linéaire m :

$$m^2 = \frac{\left(\frac{\partial x}{\partial \lambda}\right)^2 + \left(\frac{\partial y}{\partial \lambda}\right)^2}{N^2 \cos^2 \varphi}$$

Il en est de même pour l'arc de méridien élémentaire $M d\varphi$, pour une longitude λ constante :

$$m^2 = \frac{\left(\frac{\partial x}{\partial \varphi}\right)^2 + \left(\frac{\partial y}{\partial \varphi}\right)^2}{M^2} = \frac{\left(\frac{\partial x}{\partial \lambda}\right)^2 + \left(\frac{\partial y}{\partial \lambda}\right)^2}{N^2 \cos^2 \varphi} \quad (2.2)$$

En introduisant les taux d'accroissement dx/dy (pour $\varphi = \text{constante}$) et dy/dx (pour $\lambda = \text{constante}$) dans ces expressions différentielles, on obtient les formules de la grille pour une convergence γ des méridiens (γ étant le gisement de l'image du méridien dans la projection) – cf. figure 6A.4.

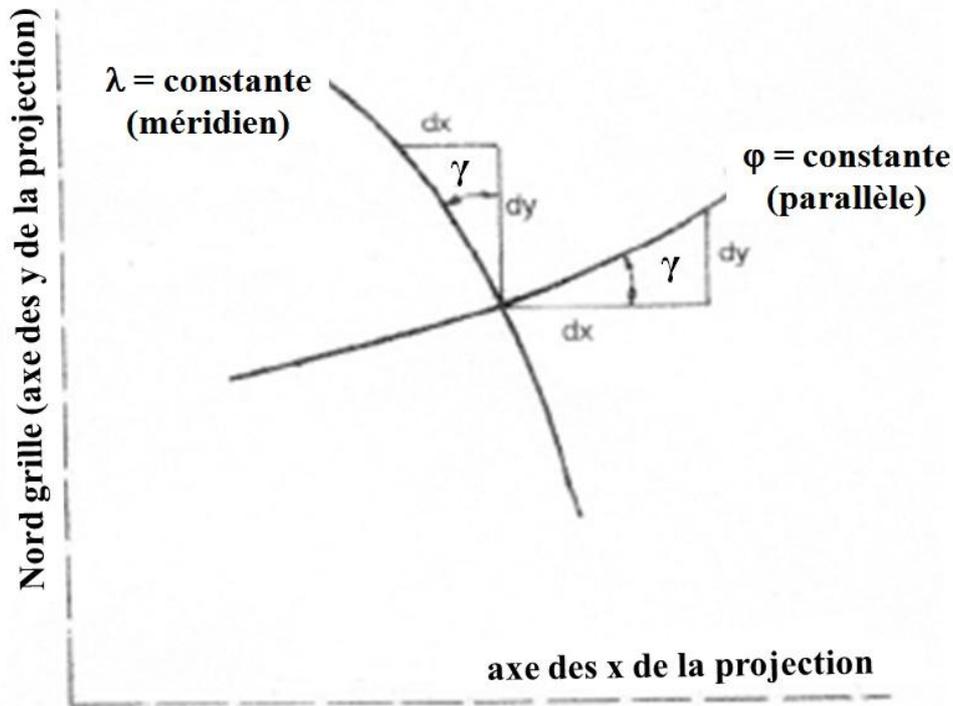


Fig. 6A.4

$$\operatorname{tg} \gamma = \frac{\left(\frac{\partial x}{\partial \varphi}\right)}{\left(\frac{\partial y}{\partial \varphi}\right)} = \frac{\left(\frac{\partial y}{\partial \lambda}\right)}{\left(\frac{\partial x}{\partial \lambda}\right)} \quad (2.3)$$

Dans cette formule, il n'est pas tenu compte du signe de γ (ou de $\operatorname{tg} \gamma$).

3. FORMULES DE LA PROJECTION UTM (GAUSS-KRÜGER)

Cette représentation conforme, avec déformation minimum du fuseau Nord-Sud, est obtenue par projection de l'ellipsoïde sur un cylindre elliptique tangent en son méridien central (figure 6A.5).

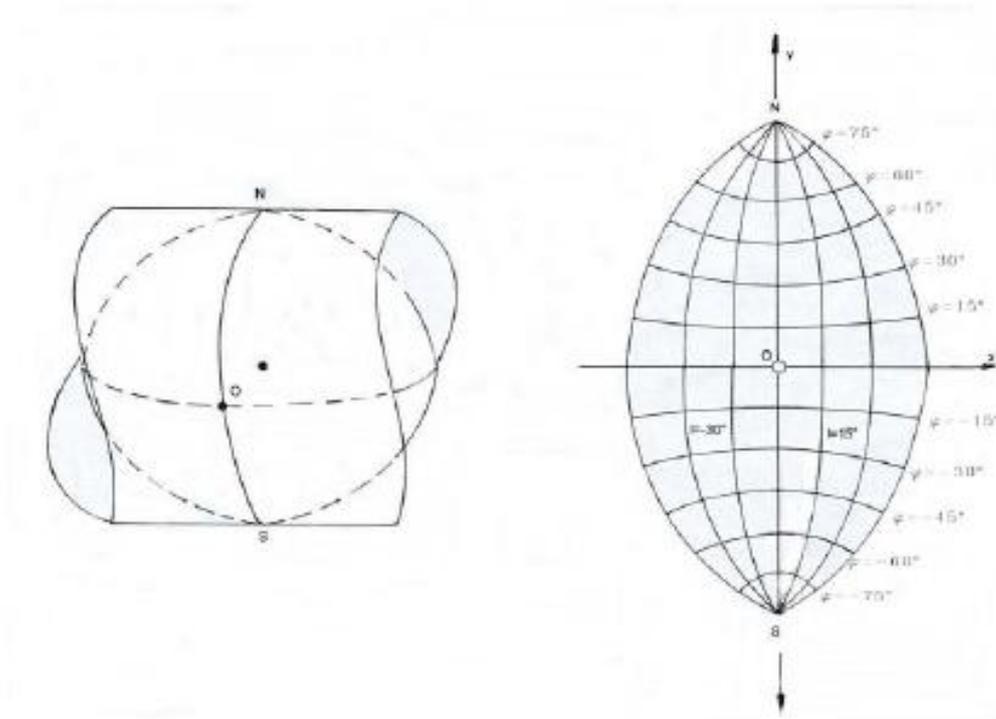


Fig. 6A.5

Une représentation plus soignée du carroyage géographique se trouve à la figure 2.6 du chapitre 2, § 2.5.4, mais nous nous contenterons dans ce qui suit de la figure 6A.5.

Dans cette configuration, la formule 2.1 devient :

$$f(q + il) = y + ix$$

où I est la longitude comptée positivement vers l'Est à partir du méridien central :

$$I = \lambda - \lambda_0 \quad (2.4)$$

La fonction $f(q + il)$ est développée en série de Taylor :

$$f(q + il) = f(q) + \frac{df}{dq}(il) + \frac{d^2f}{dq^2} \frac{(il)^2}{2!} + \frac{d^3f}{dq^3} \frac{(il)^3}{3!} + \frac{d^4f}{dq^4} \frac{(il)^4}{4!} + \dots$$

laquelle, après séparation des parties réelles et imaginaires, permet d'accéder à l'expression générique des coordonnées de la représentation conforme dans le fuseau considéré :

$$\begin{aligned}
 x &= f(q) - \left(\frac{d^2f}{dq^2} \right) \frac{l^2}{2} + \left(\frac{d^4f}{dq^4} \right) \frac{l^4}{24} + \dots \\
 y &= \left(\frac{df}{dq} \right) \cdot l + \left(\frac{d^3f}{dq^3} \right) \frac{l^3}{6} + \dots
 \end{aligned}$$

Dans le cas particulier du méridien central où $l = 0$, la longueur y de l'arc s'écrit :

$$y(l = 0) = f(q) = B = \int_0^q M d\varphi$$

soit :

$$\frac{df}{d\varphi} = M$$

En faisant intervenir dans cette égalité la latitude isométrique q qui avait pour valeur :

$$q = \int_0^q \frac{M}{N \cos \varphi} d\varphi$$

on obtient :

$$\frac{d\varphi}{dq} = \frac{N \cos \varphi}{M}$$

et aussi :

$$\left(\frac{df}{dq} \right) = \left(\frac{df}{d\varphi} \right) \left(\frac{d\varphi}{dq} \right) = N \cos \varphi$$

L'application de ces principes permet d'aboutir aux expressions suivantes :

$$\begin{aligned}
 y &= B + \frac{N \sin \varphi \cos \varphi}{2} l^2 + \frac{N \sin \varphi \cos^3 \varphi}{24} (5 - \operatorname{tg}^2 \varphi + 9\eta^2 + 4\eta^4) \cdot l^2 + \dots \\
 x &= N \cos \varphi l + \frac{N \cos^3 \varphi}{6} (1 - \operatorname{tg}^2 \varphi + \eta^2) \cdot l^3 + \dots
 \end{aligned} \tag{2.5}$$

dans lesquelles \mathbf{B} et \mathbf{N} sont donnés par les formules du début du § 2 de la présente annexe et η^2 est égal à :

$$\eta^2 = \varepsilon'^2 \cos^2 \varphi = \frac{f(2-f)}{1-f(2-f)} \cos^2 \varphi$$

La longitude l tirée de (2.4) doit être exprimée en radians pour être utilisée dans la relation (2.5).

En remplaçant les termes des relations (2.2), (2.3) et (2.4) par leurs valeurs, il vient aussi :

$$\begin{aligned}
 \gamma &= \sin \varphi l + \dots \\
 m &= 1 + \frac{\cos^2 \varphi (1 + \eta^2)}{2} l^2 + \dots = 1 + \frac{x^2}{2R^2} + \dots
 \end{aligned} \tag{2.6}$$

où :

$$R = \sqrt{MN} = \frac{a(1-f)}{[1-f(2-f)\sin^2\varphi]}$$

(R est la moyenne proportionnelle des rayons de courbure des deux sections principales à la latitude φ . C'est le rayon d'une sphère assimilable à l'ellipsoïde avec une bonne approximation).

Pour le calcul inverse de (φ, λ) à partir de (x, y) , on utilise les formules suivantes :

$$\varphi = \varphi_1 - \frac{\operatorname{tg}^2 \varphi_1}{2} \left(\frac{x^2}{M_1 N_1} \right) + \frac{\operatorname{tg} \varphi_1}{24} (5 + 3 \operatorname{tg}^2 \varphi_1 + \eta_1^2 - 9 \eta_1^2 \operatorname{tg}^2 \varphi_1) \left(\frac{x^4}{M_1 N_1^3} \right) + \dots \quad (2.7)$$

$$l = \frac{x}{N_1 \cos^2 \varphi_1} - \left(\frac{1 + 2 \operatorname{tg}^2 \varphi_1 + \eta_1^2}{6 \cos \varphi_1} \right) \left(\frac{x}{N_1} \right)^3 + \dots$$

$$\lambda = \lambda_0 + l$$

dans lesquelles φ_1 est la latitude correspondant à la coordonnée $y = B(\varphi)$.

La représentation basée sur ces algorithmes fut appliquée par Gauss au début du XIX^{ème} siècle au royaume de Hanovre puis, un siècle plus tard, par le Dr. L. Krüger qui en fit une analyse explicative et l'étendit à plusieurs fuseaux en Allemagne. Ces mêmes formules furent aussi utilisées dans d'autres pays.

Dans le cas du fuseau tangent au méridien central ($m = 1$), sa largeur doit être inférieure à 200 km de part et d'autre afin de maintenir le taux d'altération linéaire $m = 1 + x^2/2R^2 + \dots$ en dessous de la valeur 1,0005, qui correspond à une déformation de 0,5 m pour 1 km.

Avec cette réserve, l'utilisation des coordonnées planes UTM est très pratique pour les travaux topographiques et les calculs de canevas géodésiques. Pour obtenir de meilleurs résultats, une correction aux éléments mesurés doit être exécutée (voir chapitre 6, § 2.2.5).

4. GÉNÉRALITÉS SUR LA REPRÉSENTATION UTM (voir chapitre 2, § 2.5.4 et 2.5.5)

Après la deuxième guerre mondiale, la représentation de Gauss-Krüger prit le nom de projection de Mercator Transverse Universelle et fut adoptée par un nombre de plus en plus grand de pays, ce qui conduisit à préciser plusieurs constantes et coefficients entrant dans les composantes N et E :

$$N = Y_0 + Ky$$

$$E = X_0 + Kx$$

et par conséquent :

$$m = K \left(1 + \frac{x^2}{2R^2} + \dots \right) \quad (2.8)$$

K est un coefficient (< 1) utilisé pour réduire le taux d'altération linéaire et étendre la largeur utile du fuseau (par exemple, 300 km de part d'autre du méridien central), en particulier en cartographie pour les échelles plus petites que 1: 100 000 (1: 200 000...)

Y_0 : est appelé *False Northing*,
 X_0 : *False Easting*,
K : facteur d'échelle.

L'application du coefficient **K** fait que le méridien central est affecté d'une altération linéaire négative (20 cm/km par exemple pour un $K = 0,9998$) et qu'il y a deux lignes isométriques parallèles à l'axe du cylindre elliptique tangent du fait que ce dernier a été remplacé par un cylindre sécant.

Les valeurs suivantes ont été adoptées pour la grille UTM des États-Unis :

$K = 0,9996$
 $Y_0 = 0$ ou 10 000 000, pour les hémisphères Nord et Sud, respectivement
 $X_0 = 500\,000$ pour chaque méridien central

et les zones sont distribuées selon des fuseaux de 6° de longitude, comme indiqué au tableau suivant :

FUSEAU (Z)	MÉRIDIEN CENTRAL (LONGITUDE CM)	LIMITES DU FUSEAU (LONGITUDES)
31	3° E	0° à 6° E
32	9° E	6° à 12° E
.	.	.
50	117° E	114° à 120° E
.	.	.
60	177° E	174° à 180° E
1	183 E° (-177° W)	180° à 186° E (-174° W)
.	.	.
20	297° E (-63° W)	294° E (-66° W) à 300° E (-60° W)
.	.	.
29	351° E (-9° W)	348° E (-12° W) à 354° E (-6° W)
30	357° E (-3° W)	354° E (-6° W) à 0°

Le numéro Z du fuseau peut être calculé à partir de la longitude CM du méridien central, entrée avec son signe dans les formules suivantes :

$$Z = 30 + \frac{CM + 3}{6} \quad \text{Hémisphère Est}$$

$$Z = \frac{183 + CM}{6} \quad \text{Hémisphère Ouest}$$

Il existe de nombreux logiciels de calcul des transformations de la projection UTM, soit au moyen des algorithmes décrits aux § 3 et 4 de cette annexe, soit par d'autres méthodes. Quel que soit le mode, il est souhaitable d'avoir une bonne connaissance du taux d'altération linéaire.

Il est généralement acceptable d'adopter la projection UTM pour représenter un pays mais dans certains cas, il peut être préférable de choisir un meilleur système de projection. À cette fin, il convient de se rappeler que la projection UTM est particulièrement bien adaptée aux fuseaux Nord-Sud de largeur Est-Ouest inférieure à 400 km (soit 200 km de part et d'autre du méridien central).

Après avoir défini le méridien central, et prenant en considération les corrections moyennes de distances par rapport à cette ligne, il est encore possible d'adopter une valeur de **K** (cf. formule 2.8) qui optimise l'altération linéaire sur l'ensemble de la zone de travail considérée.

Pour les travaux topographiques incluant la définition du trait de côte, le positionnement des aides à la navigation, la description des caractéristiques côtières et les levés portuaires spécifiques, un taux d'altération linéaire inférieur à 0,2 m/km est préférable, correspondant à une valeur de « **m** » comprise entre 0,9998 et 1,0002.

CHAPITRE 6 - ANNEXE B

EXEMPLES D'ÉQUIPEMENTS DISPONIBLES DANS LE COMMERCE

1. INTRODUCTION

Dans cette annexe, on trouve une liste d'adresses, de numéros de téléphone et de sites internet de certains équipementiers spécialisés en topographie et en télédétection. Néanmoins, la consultation de la toile ou des notices commerciales est la procédure recommandée pour se tenir au courant des technologies en vigueur, des prix et des nouveaux produits.

Pour les travaux à terre, il existe une large gamme de stations totales (combinant mesures d'angles et de distances et enregistrement des données numériques) et de niveaux automatiques avec lecture numérique par code/barre et logiciel de traitement. La photogrammétrie propose un large choix de caméras analogiques et numériques avec positionnement GNSS, de films, de scanners, de stéréorestituteurs, de stations de travail et de logiciels adaptés au traitement et à l'élaboration d'orthophotos. Enfin, les serveurs Web dédiés offrent de nombreuses possibilités d'élaboration de solutions géospaciales et d'accès aux images et produits dérivés.

2. ADRESSES ET PAGES WEB

Une liste de fournisseurs d'équipements, de produits et de services en rapport avec les sujets couverts au chapitre 6 est établie ci-après. Cette liste n'est pas exhaustive et on forme le vœu qu'elle soit complétée lors des mises à jour du présent manuel.

NOM	ÉQUIPEMENTS, PRODUITS OU SERVICES	ADRESSE/PAYS	ADRESSE WEB /E-MAIL
AGFA GEVAERT	Films photogrammétriques	B-2640 Mortsel - BELGIQUE	www.agfa.com
ANEBA, Geoinformatica	Logiciels topographiques (CARTOMAP)	Nicaragua 48. 2°, 6° 08029 – Barcelona - ESPAGNE	www.aneba.com
ASAHI PRECISION	Théodolites, niveaux, stations totales (Pentax)	2-5-2 Higashi Oizumi Nerima-ku – Tokyo - JAPON	www.pentax.co.jp
CLARK LABS	Logiciels cartographiques, SIG (IDRISI)	Clark University 950 Main Street - Worcester, MA 01610-1477 - USA	http://www.clarklabs.org
EARTH RESOURCE MAPPING (ERMAPPER)	Imagerie et logiciels pour SIG	4370 La Jolla Village, Drive suite 900 - San Diego, CA - USA	www.ermapper.com www.earthetc.com
ERDAS	Logiciels de traitement d'image	USA	www.esdas.com
ESRI	SIG (ArcInfo, ArcView)	USA	www.esri.com info@esri.com

NOM DE L'INSTITUTION	ÉQUIPEMENT, PRODUITS OU SERVICES	ADRESSE/PAYS	ADRESSE WEB ou E-MAIL
EURIMAGE	Imagerie	Viale e. D'Onofrio 212 - 00155 Rome - ITALIE	
GARMIN Int.	Navigateurs GPS	1200E 151 st. - Olathe, KS 66062 – USA	www.garmin.com
GEOMATECH	Géomatique, SIG et assistance à la cartographie	2, rue Philippe Lebon, BP 102 - 44612, Saint Nazaire - FRANCE	geomatech@wanadoo.fr
GODDARD SPACE FLIGHT CENTER	Assistance à la télédétection	USA	http://www.gsfc.nasa.gov
Hewlett-Packard	Matériels informatiques	USA	www.hp.com
Institute Cartografic de Catalunya	Cartographie, géomatique, photogrammétrie and télédétection	Parque Montjuic, S/N 08038 – Barcelona - ESPAGNE	www.icc.es
INTERGRAPH CORPORATION	Logiciels et matériels de traitement d'image cartographique	P.O. Box 6695 Mailstop MD IW17A2 - Huntsville, Al 35894-6695 - USA	http://imgs.intergraph.com www.intergraph.com
ISM Europe S.A.	Logiciels, matériels et services de photogrammétrie	Passeig de Fabra i Piug 46, 08030, Barcelona - ESPAGNE	sales@ismeurope.com www.ismeurope.com
ITC	Assistance en photogrammétrie et cartographie	Hengelostraat 99 - P.O BOX 6 - PAYS-BAS	www.itc.nl ilwis@itc.nl
KODAK, GROUPE ALTA	Films pour photogrammétrie, SIG, cartographie, télédétection	Hant Monts Inc 3645, Boulevard Sainte-Anne - Beauport (Québec) CANADA G1E3L1	www.kodak.com www.mb-gepair.com www.groupealta.com
LEICA GEOSYSTEMS AC	Stations totales, niveaux, théodolites, GNSS, photogrammétrie, caméras, stéréoplotteurs, scanners	CH.9425 - Heerbrugg SUISSE	www.leica-geosystems.com
MAPINFO	Logiciels pour photogrammétrie, cartographie et SIG	USA	www.mapinfo.com
MicroImage, Inc	Traitement d'image, logiciels TntMips pour SIG	11 th . Floor, The Sharp Tower 206 south 13 th street Lincoln. NE 68508-2010 - USA	www.microimages.com
OMNISTAR, INC.	Services DGPS à couverture satellite mondiale	8200 Westglen Dr. 77063 Houston, TX - USA	www.omnistar.com
PCI GEOMATICS	Logiciels pour cartographie et SIG	50 west Wilmot Street - Richmond Hill, Ontario - CANADA L4B 1M5	www.pcigeomatics.com sales@pcigeomatics.com

NOM DE L'INSTITUTION	ÉQUIPEMENT, PRODUITS OU SERVICES	ADRESSE/PAYS	ADRESSE WEB ou E-MAIL
P.GEERDERS Consultancy	Services de télédétection marine et côtière appliquée	Kobaltpad 18, 3402 JL – IJsselstein - PAYS-BAS	pgcons@wxs.nl plaza.wxs.nl/pgconsult/
RADARSAT International	Imagerie et produits dérivés	CANADA	www.rsi.ca
RESEARCH SYSTEMS	Logiciels ENVI de traitement d'image	USA	www.rsinc.com
SITEM S.L.	Traitement d'images satellitaires, cartographie, modèles numériques d'élévation	Aragó 141-143 - 08015 Barcelona - ESPAGNE	www.sitem-consulting.com
SOKKIA CO.LTD.	Stations totales, théodolites	20-28, ASAHICHO 3-C HOME, MACHIDA - Tokyo,194-0023 - JAPON	www.sokkia.co.jp
SPOT Image	Télédétection, imagerie et produits, etc.	FRANCE	www.spotimage.com
THALES NAVIGATION	GNSS Ashtech (Magellan)	471 El Camino Real - Santa Clara, CA 950050 – USA	www.ashtech.com
TRIMBLE NAVIGATION	GNSS, stations totales, théodolites, niveaux, logiciels de géodésie et de topo-cartographie	645 North Mary Ave. Sunnyvale, CA 94088-3642 - USA	www.trimble.com
XYZ Sistemas Industriales S.A.	Cartographie et gestion des bases de données avec Mapper internet.	Av. Infantes 105 - 39005 Santander, Cantabria - ESPAGNE	www.imapper.com
Z/I Imaging Corporation	Caméras, scanners, stéréoplotteurs, SIG	301 Cochran Road SW#9 - Huntsville 35824 AL - USA 35824	www.ziimaging.com

PAGE LAISSÉE INTENTIONNELLEMENT EN BLANC

CHAPITRE 7

LEVÉS HYDROGRAPHIQUES

1. INTRODUCTION

L'exécution d'un levé hydrographique, de la programmation jusqu'à la transmission des résultats finaux, est un processus continu dont chaque partie doit être traitée avec méthode et minutie si on veut en retirer leur pleine valeur. Les données les plus exactes recueillies avec le plus grand soin seront gaspillées si elles ne sont pas traitées et classées avec rigueur, et livrées sous une forme claire et exploitable.

Toute information doit être recueillie, vérifiée, validée et livrée de façon logique et uniforme en utilisant des termes clairs afin que les données puissent être récupérées et comprises immédiatement après le levé et dans le futur.

La généralisation de systèmes informatiques et d'instruments sophistiquée n'amointrit pas la responsabilité de l'hydrographe. La gestion rigoureuse de la qualité est plus importante que jamais, mais rendue plus difficile par la croissance rapide et la complexité du volume de données acquises. L'hydrographe doit comprendre les principes de ses équipements et s'assurer méticuleusement de la qualité des données entrées et sorties avant de passer à l'étape suivante. C'est seulement en procédant ainsi que les données finales auront la qualité requise pour répondre aux attentes et permettre de répéter l'opération dans les décennies, voire les siècles, plus tard.

Pour passer de la théorie à la pratique, il n'y a pas de substitut à l'expérience. Le temps passé sur le terrain à collecter les données sur les conseils d'un hydrographe expérimenté fera ressortir les obstacles à surmonter pour que le produit satisfasse à la spécification initiale. L'usage et la pratique d'équipements complexes ne peuvent être maîtrisés que lors de l'exécution des différentes tâches du levé hydrographique, décrites dans les paragraphes qui suivent. L'hydrographe devra faire appel à son jugement et à son expérience pour développer ou réduire la liste non exhaustive des points abordés.

Le présent chapitre expose les principes généraux applicables à tout levé hydrographique.

2. PLANIFICATION D'UN LEVÉ HYDROGRAPHIQUE

Comme on le verra, la planification* d'un levé hydrographique est un processus complexe qui se concentre sur les détails et demande souplesse et efficacité dans la préparation, la gestion et la prise de décision. Le soin avec lequel elle sera conduite conditionnera les chances de réussite du levé.

2.1 Programmation des levés hydrographiques

La programmation a pour objet de définir les levés par la direction des opérations, de leur conception à leur attribution à une mission hydrographique et à la planification des travaux par cette dernière, jusqu'à soumission finale des résultats à l'établissement chargé de les exploiter.

C'est par conséquent une démarche logique qui comporte les étapes suivantes :

- a. instruction de la demande de travaux ;
- b. préparation des instructions techniques (IT) incluant la révision des documents existants ;
- c. attribution des IT à la mission hydrographique désignée ;
- d. planification générale des travaux par la mission ;
- e. estimation du volume de travail ;
- f. planification des travaux de reconnaissance ;

* NdT : Selon les pratiques en usage en France, la **programmation** est faite par la direction du Service hydrographique sur une base annuelle tandis que la **planification** relève de l'organisation des travaux par les missions hydrographiques.

- g. allocation des moyens ;
- h. planification détaillée du levé ;
- i. estimation du temps nécessaire ;
- j. programme définitif et approbation ;
- k. liaison avec les autorités extérieures ;
- l. dispositions administratives ;
- m. organisation du programme quotidien ;
- n. organisation du recueil et de la vérification des données ;
- o. planification de la rédaction.

Le traitement de la demande de travaux varie beaucoup d'un pays à l'autre. Des IT finalisées sont prescrites à une mission hydrographique désignée qui est responsable de la planification détaillée du levé. La « mission désignée » peut mettre en œuvre un navire d'État, ou opérer indépendamment à bord d'un navire affrété et/ou d'embarcations, ou encore être une société privée travaillant sous contrat. Chaque pays a sa propre méthode de programmation.

2.2 Instruction des demandes de travaux

Avant de procéder à la planification détaillée, l'hydrographe doit avoir les idées claires sur le but du levé et la requête de l'utilisateur principal. En général chaque levé doit répondre au besoin immédiat de l'utilisateur et également bénéficier à d'autres.

Ayant étudié le besoin ainsi que les données et graphiques disponibles dans la zone, l'hydrographe doit décider en premier lieu s'il faut recueillir des informations supplémentaires et proposer les changements qu'il considère comme nécessaires pour effectuer le levé.

Une fois les données fondamentales rassemblées et les limites et l'échelle du levé fixées, les spécifications principales peuvent être définies. Ces spécifications sont indiquées dans les IT qui doivent inclure l'ordre du levé, en conformité avec la publication S-44 de l'OHI.

Les spécifications d'un levé comprennent les rubriques suivantes :

- a. réseau géodésique ;
- b. contrôle du positionnement et étalonnage des instruments ;
- c. sondages, comprenant la gestion des densités de profils ;
- d. exploration au sonar latéral ;
- e. niveaux de référence et observation de la marée ;
- f. épaves et obstructions ;
- g. nature du fond ;
- h. océanographie ;
- i. courants de marée ;
- j. géophysique ;
- k. trait de côte et topographie ;
- l. feux et marques de balisage ;
- m. Instructions nautiques (IN) et vues de côte ;
- n. radiosignaux ;
- o. observations complémentaires (photographies aériennes, singularités hydrologiques, distances mesurées, alignements, magnétisme, phénomènes naturels, etc.) ;
- p. observations des pratiques.

Données existantes. L'hydrographe doit disposer de copies des cartes à grande échelle et de toutes les minutes des levés antérieurs et des rapports particuliers*. Ceux-ci doivent être étudiés attentivement, notamment les parties relatives à la marée, aux instructions nautiques, aux photographies aériennes et aux relevés topographiques.

Allocation des moyens. Le volume des travaux sera estimé à partir des rubriques listées plus haut et des données antérieures. Une planification détaillée interviendra après cette estimation qui permettra de définir les moyens nécessaires à l'exécution du levé en fonction des considérations suivantes :

- Conditions météorologiques et état de la mer, qui conditionnent le type de navire et l'utilisation des vedettes pour les sondages côtiers et les recherches.
- Étendue des zones peu profondes à sonder en vedettes. Si celles-ci sont mises en œuvre, la durée du levé dépendra de l'état de la mer et les § 2.7 et 2.8 seront traités conjointement.
- Hélicoptère : si le navire hydrographique n'embarque pas d'hélicoptère, faut-il s'assurer du concours d'un tel moyen pour accéder aux sites éloignés ?
- Logistique : l'autonomie des moyens de la mission hydrographique doit permettre de définir les besoins en combustible, eau et approvisionnements. L'entretien des équipements est une autre considération pertinente.
- Personnel : le nombre et la qualification du personnel nécessaire à l'exécution de chaque tâche doivent être déterminés en tenant compte des facteurs suivants : relèves de personnel, desserte postale et communications, repos et permissions, soutien médical à terre et à bord, bases à terre, transport et moyens de paiement.
- Topographie : moyens des équipes à terre et accès aux sites terrestres.
- Détachements autonomes : selon la nature des travaux côtiers et des recherches, il peut être prescrit de détacher des équipes et des vedettes autonomes opérant à partir d'un port ou d'un mouillage abrité, auquel cas on leur appliquera la même *check-list*. Le temps consacré à la mise à l'eau et au ramassage des vedettes est improductif.

Les facteurs extérieurs susceptibles d'affecter les travaux doivent également être pris en considération tels que, par exemple, les activités de pêche ou les restrictions imposées par les zones de tir ou les secteurs d'entraînement, les rails de navigation et les zones de trafic maritime intense.

Une reconnaissance du terrain peut être requise pour faciliter le levé, cf. § 3.

2.3 Planification détaillée du levé

Une fois que les travaux ont été dégrossis et que l'allocation des moyens a été décidée, la planification détaillée du levé peut commencer. Un certain nombre d'activités peuvent être exécutées en parallèle et un bon hydrographe s'efforcera d'optimiser la durée totale des travaux. Une liste complète d'actions figure dans les paragraphes suivants, mais il faut garder à l'esprit que chaque levé est différent et se donner la capacité d'inscrire ou de supprimer certains items.

2.4 Réseau géodésique

Les IT précisent le système géodésique et fournissent une liste de points avec leurs attributs.

Le Directeur technique doit décider de la meilleure façon de parvenir au niveau de précision horizontale prescrit et les IT indiquent en principe le choix du ou des systèmes de positionnement,

* NdT : ainsi que, pour la France, des extraits des Annales hydrographiques.

mais dans les rares cas où il ne sera pas possible d'atteindre la précision requise, la direction des opérations devra être invitée à réduire ses exigences.

Une fois le système de positionnement défini, les sites seront choisis en utilisant toute méthode d'analyse des réseaux disponible afin de coordonner les nouvelles stations et de tenir compte des conditions d'accès aux sites et des résultats de la reconnaissance. Il conviendra de penser à l'alimentation électrique et à la maintenance sur site et d'obtenir les autorisations d'occupation des sols, d'émissions radioélectriques, d'accostage des navires et de posé de l'hélicoptère, sans oublier l'implantation des signaux de sonde si une méthode de positionnement optique est utilisée.

Les procédures d'étalonnage du système de positionnement avant et pendant les travaux devront être arrêtées.

La plupart des levés modernes utilisent le GPS pour le positionnement à terre et en mer. En mode différentiel à la mer, le DGPS doit être validé dans la zone du levé et à terre ; pour les stations éloignées, un positionnement ponctuel de 20 cm d'incertitude doit pouvoir être réalisé dans les 24 heures suivant une observation par l'établissement hydrographique de soutien, par comparaison avec la référence ITRF la plus proche. Il faut, sinon, rattacher la nouvelle station au canevas existant.

2.5 Niveaux de référence et observation de la marée

Le zéro de réduction des sondes et sa relation au nivellement terrestre ainsi qu'une liste des repères de nivellement existants sont fournis par les IT. La planification se déroule dans l'ordre suivant :

Choix des observatoires de marée, si les IT ne les précisent pas déjà. Au besoin, il peut être décidé d'implanter des échelles de marée et des marégraphes supplémentaires et de prévoir le mouillage et le relevage de marégraphes plongeurs. On s'assurera que les puits de marégraphes et les échelles de marée n'assèchent pas à marée basse et on préparera si nécessaire des marégraphes et des échelles de marée supplémentaires.

Adoption d'un zéro de réduction des sondes rapporté à l'échelle de marée et au marégraphe, soit à partir des repères existants, soit par transport de la référence, soit par analyse des observations. Rattachement au réseau de nivellement terrestre si nécessaire.

Détermination du type de marée, du marnage prévu et de leurs conséquences sur la conduite des travaux. Si un zéro instrumental découvre à marée basse, prévoir des marégraphes et/ou des échelles supplémentaires afin d'observer la marée en continu pendant toute la durée du levé.

Procéder si besoin à l'ajustement de la carte cotidale. Si tel est le cas, déterminer les facteurs correctifs à partir des tables et cartes cotidales appropriées ou les produire *in situ* à partir des meilleures observations disponibles. Rechercher, le cas échéant, l'avis de l'établissement hydrographique.

2.6 Courants de marée

Établir le module maximal et la direction du courant de marée anticipé dans la région du levé.

Préciser le besoin en mesures de courant et le mode de mise en œuvre des courantomètres.

Identifier les raz, les zones tourbillonnaires et les sources d'eau douce cartographiées afin d'en planifier l'observation.

2.7 Sondages et densité de profils

Les considérations générales suivantes doivent être prises en compte lors de la planification initiale :

Reporter sur un calque toutes les sondes critiques ou caractéristiques issues des cartes à grande échelle de la zone de travail et des minutes des levés antérieurs afin de comparer les profondeurs.

Planifier l'espacement des profils ainsi que la direction et la vitesse du sondage régulier. Les profils de sondeur monofaisceau doivent être si possible perpendiculaires à la direction générale des isobathes.

Planifier dès le début du levé les profils de vérification qui sont normalement perpendiculaires à la direction du sondage régulier et qui sont cruciaux pour le contrôle de qualité.

Anticiper les variations spatio-temporelles de célérité et programmer une couverture CTD initiale.

Préparer un budget d'erreurs de sondage et le comparer aux spécifications des IT.

La vitesse du navire doit être adaptée aux profondeurs rencontrées dans la zone du levé et au type de sondeur. Les vitesses optimales et maximales de sonde seront déterminées par comparaison de la vitesse du porte-sondeur et des vitesses requises pour le remorquage du sonar latéral.

La préparation des sondages et de l'exploration au sonar latéral doit comporter une liste de profils qui constitue une référence à conserver.

Les levés au sondeur vertical doivent comporter un doublement des profils à l'intérieur de l'isobathe 10 m. Des profils supplémentaires doivent être exécutés parallèlement aux jetées ou aux quais.

Des profils doivent être prévus et exécutés le long des routes recommandées, des alignements, dans les zones de mouillage et à proximité des caps doublés régulièrement par les navires en transit.

Si le sondeur monofaisceau est utilisé pour les levés côtiers, une attention particulière doit être accordée aux profondeurs < 40 m, où la cote minimale des structures remarquables doit être recherchée. La densité des profils doit être doublée par fonds < 40 m à moins que les fonds ne soient monotones et qu'aucun danger n'ait été détecté lors d'une exploration complète au sonar latéral. La décision de ne pas doubler la densité du sondage régulier par fonds < 40 m doit faire l'objet d'une justification convaincante dans le rapport particulier.

2.8 Exploration au sonar latéral

Les considérations générales suivantes doivent être prises en compte lors de la préparation :

Le courant de marée influe fortement sur la direction du câble électro-tracteur et un compromis devra souvent être recherché entre l'optimisation de la couverture et la dérive du sonar latéral. Dans certains cas, le sondage et l'exploration devront être exécutés séparément.

Les épaves dont la liste est fournie par les IT doivent être investiguées et celles qui sont classées douteuses ou en position approchée doivent être recherchées tout particulièrement, même s'il faut sortir des limites du levé. Voir à ce propos le chapitre 6 de la publication S-44 de l'OHI.

Les épaves et autres dangers listés ainsi que les isobathes doivent être reportés sur la minute de préparation des profils.

Quand les sondages sont effectués à l'intérieur, ou à proximité, de champs d'hydrocarbures ou de zones de prospection, une prudence particulière doit être exercée dans un rayon de 500 mètres autour des installations ou aires de poser de pipelines afin d'assurer la sécurité du poisson remorqué.

Les profils de sonar latéral doivent être exécutés dans une direction située à moins de 20 degrés du courant de marée dominant. Dans les régions à fort courant, un écart très inférieur à 20 degrés doit être adopté pour s'assurer que le poisson ne s'écarte pas de la route du navire.

L'espacement entre profils explorés doit être conforme aux spécifications.

Les zones de recherche destinées à confirmer ou à réfuter l'existence d'une structure doivent être entièrement couvertes, même si elles sont en bordure de zone, et des profils supplémentaires doivent être construits pour assurer une insonification complète et un recouvrement approprié.

Tout chenal, route recommandée ou alignement situé dans des eaux resserrées doit être exploré au sonar latéral. Lors de la préparation des profils, un pied de pilote doit être pris pour tenir compte des plus grands navires susceptibles d'emprunter ces routes, particulièrement dans les coudes et quand la route change de direction.

2.9 Nature du fond

Des échantillons de fond doivent être prélevés dans toute la zone du levé, cf. S-44, § 4.2.

Les IT peuvent prescrire de conserver un certain pourcentage d'échantillons et des dispositions matérielles doivent être prises dans ce sens.

2.10 Trait de côte et topographie

Les consignes relatives au relevé du trait de côte et à la topographie sont précisées dans les IT.

La laisse de haute mer portée sur les cartes n'est pas toujours représentative du trait de côte issu d'un levé hydrographique.

À l'aide des cartes et des photos aériennes mentionnées dans les IT, identifier les zones convenablement couvertes et celles qui demandent un travail supplémentaire. Si aucune carte marine moderne, plan ou photo aérienne n'existe, tout détail du trait de côte et de la topographie utile pour le navigateur doit être déterminé précisément.

L'hydrographe essayera de recueillir tous plans locaux, cartes modernes et données géodésiques complémentaires à celles mentionnées dans les IT et les remettra à l'établissement en fin de levé.

Il identifiera les zones impraticables et les équipements à utiliser pour préciser leurs contours à l'échelle du levé.

2.11 Observations complémentaires

Géophysique : Les IT détaillent les travaux géophysiques à réaliser, en général magnétisme et gravimétrie, qui sont exécutés simultanément avec la bathymétrie ; elles prescriront un espacement des profils. Les anomalies magnétiques signalées sur les cartes seront contrôlées et commentées et les observations magnétiques à terre spécifiées dans les IT seront planifiées.

Feux et marques de balisage :

Établir la liste des feux visibles dans la zone du levé et planifier la vérification de leurs caractéristiques. Procéder de même avec le positionnement des marques de balisage.

Photos aériennes : Si une couverture photographique aérienne est prescrite, les vols seront programmés à marée basse et par conditions météorologiques favorables. Les clichés seront utilisés pour déterminer le trait de côte et la topographie.

Instructions nautiques (IN) et vues de côte : Les corrections aux IN sont établies parallèlement au levé et ne doivent normalement pas nécessiter un allongement de la durée des travaux. Vérifier les vues de côtes existantes et en photographier de nouvelles comme prescrit dans les IT. Vérifier les installations portuaires et les installations pour petites embarcations.

Radiosignaux : Contrôler les données publiées.

Jetées, quais et débarcadères : Procéder, pendant la durée des sondages, à une vérification détaillée des jetées, quais et débarcadères.

2.12 Organisation des équipes

Normalement, le Directeur technique prépare des instructions planifiant les travaux et détaillant les responsabilités confiées à chacun. Ces instructions sont mises à jour régulièrement pour informer l'ensemble des équipes des priorités à court terme et détailler le cadre général au sein duquel l'activité quotidienne est programmée. Quand le navire et les vedettes travaillent simultanément, celle-ci devient particulièrement intensive et complexe aussi est-il nécessaire d'adopter des dispositions souples permettant de coordonner les mises à l'eau des embarcations, les relèves, le ravitaillement et les *briefings* des chefs d'équipes.

La pénurie de main-d'œuvre est toujours un problème en début de levé, qui cumule installation des marégraphes et des stations, débarquement des équipes à terre, mise à l'eau des vedettes, etc. Une bonne organisation des mouvements et/ou de l'hélicoptère est essentielle pour un démarrage réussi.

La passerelle et la salle de dessin doivent être structurées soigneusement afin d'assurer dans les meilleures conditions le recueil et le traitement des données.

La recherche de productivité accroît la pression sur toutes les équipes aussi une planification détaillée, une bonne gestion et une direction inspirée, sont-elles fondamentales pour le succès du levé.

2.13 Compilation et vérification des données

Le contrôle de qualité doit faire partie intégrante de la planification à tous les niveaux, avec des contrôleurs désignés pour chaque opération.

La vérification des tracés et de la compilation consiste à valider les enregistrements au fur et à mesure de la progression du levé.

Pour les levés étendus, il sera généralement préférable de procéder à l'acquisition exhaustive d'une zone avant de passer à la suivante afin de disposer d'un ensemble complet au cas où le levé serait interrompu pour une raison ou pour une autre.

Il peut être indiqué d'individualiser la rédaction des différentes parties du rapport particulier.

Les enregistrements et les notes doivent être compilés au fil du levé sans attendre la fin des travaux.

La comparaison des données nouvelles avec celles des levés antérieurs est une étape de la plus haute importance ; elle doit se faire au fur et à mesure de la progression du levé et la planification doit tenir compte des investigations supplémentaires nécessitées pour confirmer ou réfuter les différences.

2.14 Transmission des résultats à l'établissement hydrographique

Le format des résultats requis par l'établissement hydrographique varie beaucoup d'un pays à l'autre selon les spécifications et les habitudes nationales. En général la transmission comporte :

- a. les données bathymétriques sous forme numérique ou graphique (minutes B) ;
- b. les données de localisation sous forme numérique ou graphique (minutes de construction) ;
- c. les mosaïques du sonar latéral (minutes MOSA) ou leurs équivalents numériques ;

- d. les natures de fond sous forme numérique ou graphique (minutes N);
- e. le rapport particulier*.

L'établissement hydrographique doit valider les résultats du levé et rédiger une fiche critique dans les deux mois suivant la réception des données. La réponse aux questions posées par l'établissement doit intervenir aussi rapidement que possible, tant que les travaux sont encore frais à l'esprit.

2.15 Établissement du programme d'activités

La durée planifiée d'un levé doit inclure les temps consacrés aux escales, à l'entretien programmé, aux transits, à l'entraînement, etc. Chaque navire possède son propre régime de disponibilité et à partir de ces grandes lignes, un cycle d'activités hydrographiques peut être élaboré et soumis pour approbation si nécessaire. Si les estimations montrent que le levé ne peut pas être effectué dans les temps, un nouveau programme doit être établi ou le volume des tâches du levé doit être réduit.

2.16 Durée des travaux et estimation des coûts

Il n'existe pas de règles absolues pour calculer la durée d'un levé. Après étude des IT, un hydrographe expérimenté saura parvenir à une bonne estimation sans recourir à des calculs complexes. Cependant, l'appendice 1 du présent chapitre fournit un mode de calcul raisonnable et applicable à tout type de levé. Pendant la planification détaillée, l'hydrographe doit tenir à jour un décompte des distances parcourues sur profil, des épaves, des échantillons, etc. Ces données peuvent lui servir ensuite pour calculer des durées.

2.17 Liaisons avec les autorités extérieures

Dès que les IT ont été reçues, les caractéristiques générales du levé sont communiquées aux autorités locales, selon la liste fournie ci-dessous à titre indicatif, accompagnées d'une demande d'autorisation d'accès aux emplacements prévus. Cette information peut être complétée si la planification détaillée le requiert. Les IT sont souvent diffusées par l'établissement hydrographique, avec une lettre de couverture indiquant les organismes déjà informés :

- a. Quartier des Affaires maritimes ;
- b. propriétaires des terrains utilisés ;
- c. Préfecture maritime (opérations et action de l'État en mer) ;
- d. Phares & balises ;
- e. Gendarmerie maritime ou Gardes-côtes, selon l'organisation en vigueur ;
- f. compagnies pétrolières responsables des champs d'hydrocarbures ;
- g. préfecture ou représentants locaux du gouvernement ;
- h. attachés navals ;
- i. service géographique et/ou hydrographique du pays concerné par les travaux ;
- j. autorités opérationnelles dont dépendent l'/les hélicoptère(s) mis à disposition ;
- k. autorités ecclésiastiques (occupation de clochers, minarets, etc.).

De plus, s'il est prévu d'opérer avec des vedettes ou un détachement hydrographique à partir d'un port ou d'une installation locale, les responsables ci-dessous doivent également être contactés :

- a. police locale ;
- b. mairie et services municipaux ;
- c. autorités portuaires ;
- d. représentants locaux des services publics.

* NdT : Rappel : Terminologie en usage en France pour désigner le compte rendu technique d'un levé.

Des visites officielles peuvent être effectuées pendant la reconnaissance ou en début de levé. Les considérations de sécurité doivent être toujours présentes à l'esprit.

3. LA RECONNAISSANCE DU LEVÉ

3.1 Reconnaissance générale

Chaque levé doit être précédé par une reconnaissance destinée à rassembler les informations nécessaires à la conduite des travaux dans les meilleures conditions économiques. Ces informations concernent la conception, la planification et l'organisation des tâches ainsi que les observations. La reconnaissance peut être faite immédiatement avant le levé ou quelques mois en avance.

La reconnaissance est importante ; si elle est mal faite, elle engendrera un gaspillage de temps et d'efforts quand des moyens lourds seront engagés plus tard. Elle doit être aussi complète que possible, car une mauvaise reconnaissance entraînera inévitablement une mauvaise planification.

L'hydrographe appelé à faire la reconnaissance doit avoir de l'expérience, du jugement, une bonne connaissance des équipements disponibles et ne doit pas avoir d'idées préconçues quant à la méthode utilisée pour l'exécution du levé. Une fois les grandes décisions prises, les observations proprement dites peuvent être confiées sans risques aux hydrographes moins expérimentés.

3.2 Reconnaissance géodésique

Les objectifs de la reconnaissance géodésique peuvent être résumés comme suit :

- a. établir personnellement des contacts locaux ;
- b. visiter tous les sites envisagés et sélectionner les stations. Retrouver les repères existants ;
- c. confirmer le dégagement des champs de visées ;
- d. fixer la configuration définitive du réseau (avec itérations, si nécessaire) ;
- e. équiper les stations de repères géodésiques durables ;
- f. établir les fiches géodésiques ;
- g. établir un plan détaillé des observations (instruments/signaux) et en vérifier la faisabilité ;
- h. vérifier la faisabilité administrative du levé principal et l'améliorer si nécessaire.

Les informations suivantes seront requises pour chaque nouvelle station géodésique :

- a. accessibilité par voie de terre, de mer ou aérienne par hélicoptère ; temps requis pour atteindre la station (par exemple à pied en partant de la route) et itinéraire recommandé ;
- b. secteurs de visibilité de la station et besoin éventuel de création de secteurs dégagés ;
- c. description de la station, relèvements à la boussole des autres stations visibles ;
- d. photos de la station et de son environnement ; vues panoramiques prises de la station ;
- e. facteurs locaux, usages, etc. ;
- f. visibilité horizontale probable et conditions météorologiques.

3.3 Reconnaissance de la marée

Il est recommandé d'implanter les observatoires de marée en des emplacements déjà utilisés. La sélection des sites de marégraphes et d'échelles de marée s'appuiera sur les considérations suivantes :

- commodité d'installation et d'observation – certains emplacements sont plus faciles que d'autres et il en est de carrément inaccessibles ;
- la station ne doit jamais assécher, en particulier les zéros instrumentaux doivent être toujours dans l'eau. Le cas échéant, implanter un second marégraphe sous le premier ;

- facilité de lecture - le marégraphe et l'échelle de marée doivent être installés de manière à pouvoir être lus à tout moment ;
- sécurité - éviter de créer des situations où les instruments risquent d'être vandalisés ou détériorés, par exemple, amarrage de bateaux de pêche sur le puits du marégraphe ;
- emplacement abrité – l'échelle de marée ou le capteur doivent être mis à l'abri des conditions météorologiques ou des états de mer extrêmes ;
- protection – idéalement, l'enregistreur doit être placé dans un local fermé à clé ;
- lagon ou bassin séparé – les niveaux en de tels emplacements sont décalés par rapport à ceux de la mer ouverte et le marégraphe doit pouvoir observer des hauteurs d'eau vraies ;
- nivellement et repères - choisir un emplacement proche de deux repères afin d'éviter les pertes de temps en nivellement sur de trop longues portées ;
- proximité - si la surveillance est assurée par un observateur, il doit être logé à proximité. Si elle est confiée à une vedette, l'observatoire doit être proche du mouillage ou du campement.

4. ACQUISITION DES DONNÉES

Les profondeurs sont les informations les plus importantes de la carte marine et le navigateur doit pouvoir leur faire confiance pour éviter les dangers. Il faut s'assurer que les sondes sont portées avec précision, car une erreur de positionnement est souvent plus trompeuse qu'une erreur de profondeur, le marin préférant généralement passer à côté d'un danger porté sur une carte plutôt que de naviguer au-dessus en se fiant à la profondeur cartographiée.

Les automatismes en matière de maîtrise des erreurs de sondage, de validation des données et de contrôle de qualité (QC) doivent être acquis à toutes les étapes du levé hydrographique. Dans le même esprit, la rédaction du rapport particulier doit être commencée dès la fin de la planification et poursuivie pendant tout le levé, sans attendre la fin des travaux sur le terrain pour l'entreprendre.

4.1 Réseaux géodésiques et étalonnage

4.1.1 Introduction

Les IT précisent le système géodésique à utiliser pendant le levé. Si, à l'issue de la planification et de la reconnaissance (§ 2.4), il est jugé que le canevas géodésique ne comporte pas suffisamment de points principaux et secondaires, de repères et de stations de radionavigation, il sera nécessaire de le densifier dans la zone du levé pour satisfaire aux précisions requises par le positionnement à la mer.

Les méthodes choisies pour le positionnement en mer conditionneront le volume de travail à effectuer à terre. De nombreuses stations côtières peuvent être nécessitées pour un positionnement visuel dans de petites zones proches, alors que deux stations suffiront pour un levé au DGPS. Dans tous les cas, les stations doivent être implantées le plus près possible de la limite de pleine mer afin d'éviter les perturbations électromagnétiques causées par les trajets terrestres.

Les techniques de positionnement satellital différentiel permettent d'atteindre une grande précision avec le DGPS (par phase du code) et le RTK (cinématique temps réel par phase de la porteuse), avec une seule station de référence GPS, ce qui donne une plus grande souplesse de choix du site et de déploiement que les méthodes terrestres. Les corrections DGPS peuvent être obtenues auprès de l'Association internationale de signalisation maritime (AISM), des divers services commerciaux (Landstar, Seastar, Omnistar, Skyfix, etc.) du système WAAS (*Wide Area Augmentation Systems*) et des services en accès libres (EGNOS). Ces systèmes fournissent de bonnes précisions sans station de référence terrestre, mais nécessitent un étalonnage des récepteurs et des mesures en temps réel de la géométrie du système (GDOP) pendant le levé.

4.1.2 Contrôle du positionnement horizontal à terre

Le contrôle du positionnement en levés côtiers se fait habituellement par extension du réseau géodésique existant. À défaut, il faudra définir un système de référence local doté d'un azimut et d'une ligne de base afin de positionner les nouvelles stations les unes par rapport aux autres.

Les étapes classiques à franchir sont listées ci-dessous et des explications détaillées peuvent être trouvées au chapitre 2 et dans les références bibliographiques du chapitre en question :

- a. détermination des coordonnées absolues du point fondamental A ;
- b. orientation du réseau par observation de l'azimut astronomique de la ligne de base AB ;
- c. détermination de l'échelle par mesure de la longueur de la ligne de base AB ;
- d. extension du réseau aux stations du levé par cheminement, triangulation ou trilatération, avec points intermédiaires déterminés par relèvements directs et inverses.

Les opérations a, b et c ne sont requises que dans les cas assez rares où il n'existe pas de réseau géodésique ; d'autre part, les techniques d'observations astronomiques ou satellitaires GPS exécutées au titre des levés géodésiques sortent du cadre de ce manuel.

Les observations angulaires sont réalisées au théodolite ou au cercle hydrographique et les distances sont mesurées par moyens mécaniques, optiques ou électromagnétiques, ou combinées par une station totale. Les latitudes et longitudes (λ, φ) sont rapportées à l'ellipsoïde de référence ou exprimées en projection sous forme de coordonnées cartésiennes (x,y).

Les observations GPS, réalisées avec des récepteurs géodésiques double-fréquences ou en mode RTK-DGPS, permettent de déterminer une ligne de base plus précise (cf. chapitre 2, § 6.1) et des coordonnées dans un système de projection compatible, associé à l'ellipsoïde WGS 84. Une transformation de coordonnées doit être effectuée si le levé hydrographique est exécuté dans un système local et non en WGS 84 (cf. chapitre 2, § 2.2.3). Les précisions de positionnement des aides à la navigation et des détails topographiques sont indiquées dans la publication S-44 de l'OHI.

4.1.3 Contrôle du positionnement à la mer

Description générale des systèmes de positionnement

Les méthodes de positionnement à partir de la terre incluent des procédés classiques tels que :

- a. le positionnement par relèvements inverses au cercle hydrographique ;
- b. la triangulation et le positionnement par relèvements directs ;
- c. les méthodes de positionnement à vue ;
- d. les méthodes de positionnement par ligne graduée (sondage à la cordelle) ;
- e. les méthodes de positionnement par azimut/distance ;
- f. les systèmes de radiolocalisation.

Depuis le début des années 1990, la plupart de ces méthodes ont été remplacées par les systèmes de positionnement satellitaires tels que le GPS et ses versions différentielles plus précises (DGPS) dont la cinématique temps réel (RTK) avec mesure de phase de porteuse. Dans les régions isolées où les méthodes satellitaires sont inaccessibles ou impraticables, le positionnement du levé doit être assuré par techniques traditionnelles, comme par exemple :

- a. dans les zones draguées ou pour les chantiers navals, dont les surfaces à lever sont réduites ;
- b. sous les ponts, le long des postes d'amarrage à fort tirant d'eau, près des barrages, où les satellites GPS sont masqués ;

- c. pour les levés occasionnels à faible budget, où il est plus économique de recourir à une technique traditionnelle qu'à un système hydrographique automatisé avec GPS ;
- d. pour les reconnaissances rapides où la norme de précision hydrographique n'est pas requise.

Les procédures applicables à certaines de ces méthodes traditionnelles et à leurs critères de qualité (QC) sont détaillées dans ce chapitre à titre de référence.

Précision du positionnement horizontal

Toutes les méthodes de positionnement horizontal citées au tableau 1 de l'appendice 2 : *Systèmes de positionnement horizontal et critères de sélection*, satisfont aux normes minimales de précision pour les ordres de levé de la S-44, à condition d'opérer à une distance du point géodésique de référence compatible avec les limites normales d'utilisation qui varient en fonction du type de système, des procédures et de l'environnement. En général, les précisions de positionnement de tous les systèmes se dégradent en fonction de la distance à la ligne de base, certains plus rapidement que d'autres. Les utilisateurs doivent déterminer et évaluer la précision résultante de toutes les méthodes de positionnement, DGPS compris, afin de garantir leur validité pour l'exécution du levé.

Choix des systèmes de positionnement

Les précisions des systèmes de positionnement utilisés en hydrographie sont généralement fournies pour une utilisation normale et en fonction des différents ordres de levés. Le tableau 1 de l'appendice 2 indique les précisions estimées pour différents systèmes en regard des ordres de levés de la S-44. Le choix d'une technique de levé particulière par l'autorité prescriptrice doit être guidé par ces considérations, qui sont valables pour une zone standard située à 25 milles environ du trait de côte ou du point géodésique de référence et pour des profondeurs allant jusqu'à 200 mètres. Les critères de réalisation des levés à ces distances doivent se conformer aux normes de la S-44 et au présent manuel.

Des informations générales sur les précisions en distance offertes par chaque type de système sont indiquées dans les manuels tels que celui-ci ou les notices d'équipements. Les variations extrêmes résultent de facteurs discutés ailleurs dans cet ouvrage et dans les chapitres pertinents de ces notices. La gamme de précision maximale indiquée correspond généralement à celle d'un instrument utilisé dans ses limites de fonctionnement et par conditions normales. Selon les cas, cette précision satisfera aux normes des levés de 1^{er} et/ou de second ordre et/ou d'ordre spécial, ce qui renvoie à la sélection de l'équipement le mieux adapté aux circonstances du levé (géométrie, distance à la côte, etc.) pour obtenir l'ordre de précision requis.

Contrôle de suivi des profils

Les méthodes énumérées plus haut fournissent le positionnement à la mer, mais l'hydrographe doit s'assurer en plus que son navire suit le profil prévu en tenant compte de la dérive due au vent et aux courants dont les effets doivent être pris en compte lors des contrôles de positions. Souvent, le système de positionnement choisi fournira des informations sur le cap à suivre par l'intermédiaire d'un indicateur gauche/droite ou d'un écran spécial relié au système automatique d'acquisition et de traitement de données ; de plus, des aides supplémentaires au pilotage seront parfois fournies, notamment pour les travaux à courte portée.

Dans les méthodes visuelles traditionnelles ou radioélectriques anciennes (EPS), la position du navire était construite en temps réel, soit manuellement soit par table traçante, sur un plot qui pouvait même être superposé aux sondes réduites lors de la phase de traitement. Des projections de construction devaient alors être préparées ainsi que des calques pour reporter la progression du levé.

Quelle que soit la méthode utilisée, le positionnement aura un impact sur la planification et l'exécution du levé et devra être pris en compte dès le début des travaux.

4.1.4 Reconnaissance préalable

Description générale

La reconnaissance préalable de la zone réduit considérablement la durée du levé proprement dit. Les emplacements sélectionnés pour les stations de contrôle sont visités, confirmés et décrits dans des fiches. Quand l'équipe d'hydrographes arrive sur zone, les instruments sont installés à terre et à bord où ils sont testés et étalonnés.

Appliquant la stratégie élaborée par la direction des opérations, le Directeur technique finalise la programmation et si nécessaire, modifie le déploiement du personnel et du matériel afin d'optimiser l'utilisation durant tout le levé. Tout changement par rapport à la programmation doit être négocié avec l'établissement hydrographique et une méthode efficace de suivi de la progression des travaux et des principaux jalons doit être mise en place.

Exécution des observations

Lors de la phase d'observations, toutes les occasions doivent être saisies pour vérifier le canevas géodésique et détecter les faiblesses des méthodes d'observations, des observateurs et des instruments de mesure. Tous les calculs doivent être complétés et entièrement vérifiés avant d'attaquer les travaux qui dépendent de la précision des coordonnées obtenues à l'issue de cette étape primordiale.

L'hydrographe doit repérer dans la planification les périodes favorables aux observations afin de satisfaire aux spécifications du levé. Les instruments doivent être sélectionnés de façon à réaliser des observations du type et de la qualité appropriés. Les étalonnages doivent être mentionnés dans le rapport particulier et leurs données doivent être vérifiées et incluses dans les documents du levé.

Sélection du site

Une attention particulière doit être accordée, lors de la création du canevas géodésique, au choix et à la densité des sites, à l'installation des stations de références et aux techniques de mesures requises pour assurer l'ordre du levé. Les facteurs à prendre en compte sont notamment le type de levé (port et approches, littoral, levé côtier ou au large), le système de positionnement (visuel, radioélectrique, satellital), le nombre et la géométrie des lieux de position (LOP) dans la zone du levé.

La sélection du site doit être basée sur :

- a. son accessibilité, par terre ou par mer ;
- b. la capacité d'occuper la station ou la nécessité de créer une station excentrée ;
- c. la proximité du rivage ou du trait de côte et le secteur de visibilité vers la mer ;
- d. l'intervisibilité avec les sites adjacents et l'absence d'obstacles susceptibles d'interférer avec la réception des signaux radioélectriques ou satellitaires ;
- e. le raccordement au réseau électrique ou l'espace disponible pour installer une alimentation propre (batteries, panneaux solaires et générateurs) ;
- f. la sécurité du site et la possibilité de laisser du matériel sans surveillance ;
- g. l'altitude du site et la possibilité de l'utiliser pour le système de positionnement choisi.

Mise en œuvre et visites de bon fonctionnement des stations

Des *check-lists* doivent être créées par le Directeur technique à partir des notices afin de s'assurer que les équipements des stations de référence (système radioélectrique, GPS différentiel ou RTK) ou les instruments de mesure d'angles et de distances (cercle, théodolite, distancemètre, station totale) sont utilisés correctement et que les techniques mises en œuvre sont les mêmes partout pendant le levé.

Le type de stations de référence terrestres (radioélectrique, DGPS ou RTK) déterminera la fréquence des visites de contrôle de bon fonctionnement des équipements laissés sans surveillance. Cette remarque est également valable pour les stations totales opérant en mode automatique.

4.1.5 Étalonnage des systèmes de positionnement

Généralités

Le type de système ou d'équipement retenu déterminera les procédures à adopter pour vérifier l'adéquation des performances obtenues aux ordres de précisions du levé telles qu'énoncées au tableau 1 de l'appendice 2.

Les procédures et techniques d'étalonnage détaillées dans la notice ou le manuel de l'utilisateur doivent toujours être suivies en début et fin de levé et quand il est jugé nécessaire de vérifier les performances du système en cas de doute. Ces contrôles doivent être effectués autant que possible aux distances prévues dans la zone du levé et par comparaison avec un système plus précis, ou une aide à la navigation, ou entre stations de contrôle coordonnées. Toutes les stations totales, les distancemètres et les prismes utilisés pour les contrôles primaires doivent être entretenus régulièrement, vérifiés fréquemment sur des bases connues et renvoyés en usine aux dates d'étalonnage périodique prévues.

Mesure d'angles

Les procédures de mesures d'angle doivent être suivies avec soin (cercles, théodolites, stations totales) et les instruments doivent être réglés de façon à minimiser les erreurs et être à jour de leurs révisions et étalonnages. Le limbe doit être calé à zéro avant d'effectuer le tour d'horizon et les vis micrométriques doivent être manipulées avec délicatesse pour éviter les erreurs grossières.

À chaque visite d'une station, celle-ci doit être comparée soigneusement à sa fiche descriptive. Les distances aux points géodésiques de référence doivent être contrôlées afin de s'assurer que la borne n'a pas été déplacée. Toute nouvelle station doit être rattachée à trois points connus ; son secteur de visibilité par rapport à la zone du levé et autres stations doit être vérifié ; l'utilisation d'une station excentrée doit être évitée autant que possible. Tout changement dans le programme d'observations dû à la non-stationnabilité d'un site doit être analysé afin de s'assurer que l'ordre du levé sera satisfait. Les stations utilisées doivent être bornées et faire l'objet d'une fiche géodésique complète.

Les mesures angulaires de hauteurs seront déterminées autant que possible par visées réciproques. Avant de déplacer un instrument, on s'assurera que les angles et les distances observés respectent la norme prescrite. A défaut, la série complète de mesures devra être observée de nouveau.

Les observations validées d'angles et de distances seront réduites à la projection au moyen d'un programme informatique approuvé afin de calculer la position la plus probable et l'ellipse d'incertitude. Celles des nouvelles stations seront examinées attentivement afin de déterminer la qualité des positions finales. Une analyse critique du canevas géodésique sera faite.

Mesures de distances

Les procédures décrites dans les manuels d'opérateur et les notices des distancemètres et stations totales seront appliquées et les instruments seront contrôlés sur une base géodésique connue ou par comparaison avec un système de précision supérieure ou égale à celle de l'ordre du levé.

Positionnement 2D

Comme pour les mesures de distance, les conseils des manuels d'opérateur et des notices des systèmes de positionnement 2D seront appliqués et complétés par des étalonnages sur base géodésique ou comparaisons avec des systèmes de précision supérieure.

Quand il est prévu de valider le GPS par comparaison avec un système de positionnement radioélectrique préalablement au levé, on s'assurera que toutes les stations sont bien rattachées au même système géodésique. Les étalonnages des systèmes de navigation et comparaisons avec un autre système de positionnement précis doivent être effectués au début et à la fin des travaux.

Positionnement satellital (3D)

Quand le GPS est mis en œuvre, les procédures établies par le Service hydrographique national et détaillées dans les guides d'utilisation doivent être suivies rigoureusement pour s'assurer que l'équipement est utilisé à sa capacité maximale dans les différents modes disponibles, standard, précis, différentiel et RTK. Tous les récepteurs doivent être vérifiés en début et en fin de travaux sur une base géodésique connue, ou sur un réseau géodésique précis, ou par comparaison avec un système de précision supérieure ou égale à l'ordre du levé.

4.1.6 Méthodes de positionnement et instrumentation

4.1.6.1 Positionnement par relèvements inverses au cercle hydrographique

Description générale

Le positionnement au cercle hydrographique consiste à observer simultanément deux angles horizontaux entre trois signaux connus et à construire leurs segments capables, dont l'intersection détermine la position (figure 7.1). Le positionnement au cercle est entièrement réalisé à bord du navire hydrographique et ne dépend ni de l'électronique, ni des communications, ni des stations à terre. Sous certaines conditions (c.-à-d., près des signaux ou en quasi immobilité) il peut être relativement précis s'il est exécuté par une équipe expérimentée, mais en général, il n'est plus considéré comme suffisamment précis pour un navire en route dans la plupart des applications.

Les signaux hydrographiques utilisés pour les levés au cercle sont eux-mêmes localisés au cercle. Des cheminements inférieurs au 3^{ème} ordre peuvent être utilisés si la distance du point géodésique de référence ou complémentaire ne dépasse pas 4 km pour les levés à 1: 10 000 ou 2 km pour les levés à plus grande échelle.

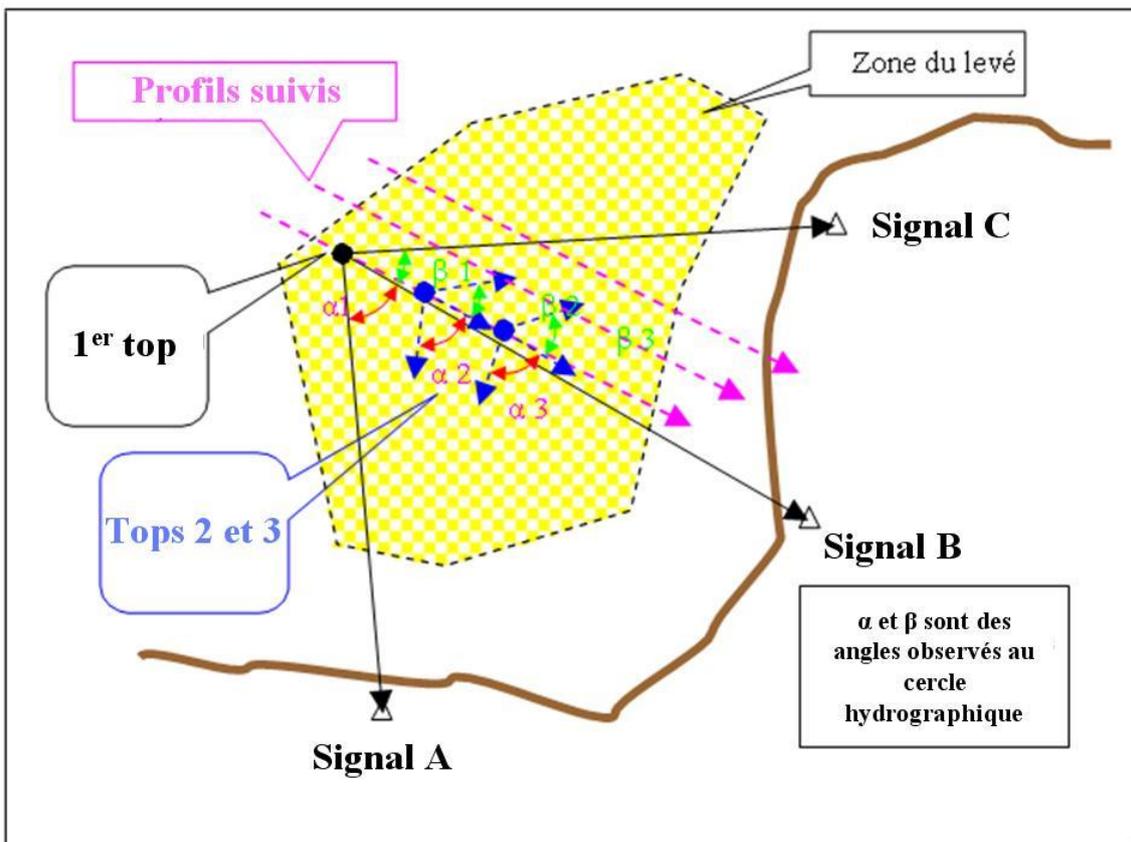


Fig. 7.1 Positionnement par relèvements inverses au cercle hydrographique

Un seul angle au cercle peut être combiné à une distance comme dans la figure 7.2 qui correspond à la méthode traditionnelle de localisation des dragues suceuses-porteuses.

À bord des navires ou des plates-formes offshore stables, un nombre redondant d'angles peut être observé au cercle hydrographique. Le point qui en résulte peut être calculé par moindres carrés avec une assez bonne exactitude (meilleure que ± 1 m dans certains cas précis).

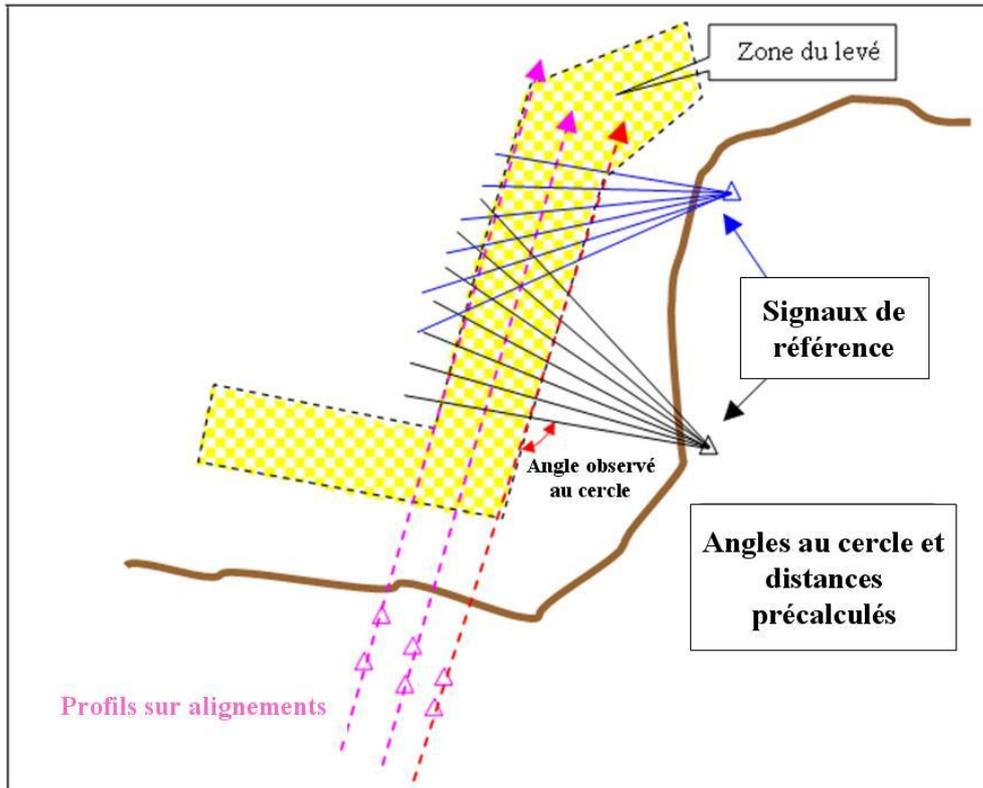


Fig. 7.2 « Positionnement d'une drague suceuse »

Précision et contrôle de qualité

Les angles observés au cercle hydrographique sont à l'intersection de deux arcs capables formés par trois points : les signaux observés pris deux à deux et la position du navire. La géométrie de l'intersection est un facteur fondamental pour estimer la qualité des relèvements inverses qui sera d'autant plus médiocre que les cercles se rapprochent l'un de l'autre. Dans les meilleures conditions, la précision d'une position dynamique est rarement meilleure que ± 5 m (EMQ 95%) et se situe en moyenne autour de 10 à 20 mètres.

La méthode la plus simple pour estimer la précision de l'intersection est de déplacer chaque lieu d'un petit angle correspondant à l'incertitude de la mesure et d'observer le changement de position résultant. Cette opération est réalisée facilement par un logiciel ou par construction au moyen d'un rapporteur à alidade. La précision du positionnement au cercle doit être vérifiée en plusieurs points de la zone du travail en tenant compte des facteurs de qualité suivants :

- précision des angles au cercle hydrographique ;
- synchronisation des observateurs ;
- déplacement et vitesse du navire ;
- expérience et fatigue des observateurs ;
- types de signaux.

En raison de leur conception et de leur manipulation, les étalonnages internes des cercles ne sont pas particulièrement stables aussi les observateurs doivent-ils les contrôler de façon continue et

régulièrement au cours du levé, généralement en fin de profil. Il y a peu d'occasions de contrôler la qualité du positionnement au cercle. Quand il y a plus de trois signaux visibles, cette qualité peut être estimée par des observations au mouillage (point fixe).

Les observations au cercle à des distances approchant des limites de visibilité des signaux seront peu précises parce que les sensibilités des angles sont faibles. Le cercle doit être parfaitement ajusté, les angles bien observés et lus avec une bonne précision de l'ordre de 30 secondes si nécessaire. Si la somme des deux angles est fréquemment voisine de 180° avec un angle très grand et l'autre très petit, le taux de variation angulaire sera rapide quand le navire se déplace, aussi, un soin particulier devra-t-il être apporté à la simultanéité des observations. Les erreurs résultant de la non-simultanéité des observations seront minimisées quand la distance des observateurs aux signaux est faible.

4.1.6.2 Positionnement par triangulation/relèvements directs

Principes généraux

Un navire ou une plate-forme offshore peuvent être localisés par visées de théodolites stationnés sur des points géodésiques. Cette technique peut s'appliquer dans les zones dépourvues de systèmes de positionnement radioélectrique ou quand une précision accrue est prescrite. Comme indiqué à la figure 7.3, il faut disposer de deux observateurs à terre ou davantage. Du fait de la haute sensibilité et de la stabilité des théodolites, qui doivent satisfaire aux normes de précision du 1^{er} ordre ou de l'ordre spécial, la position résultante peut être assez précise. L'intersection des relèvements doit être telle qu'une erreur de visée d'une minute ne doit pas entraîner d'erreur de positionnement supérieure à 1 mm à l'échelle du levé, ce qui est généralement obtenu pour des angles d'intersection compris entre 30° et 150° . Les techniques de triangulation sont souvent utilisées en complément des mesures électroniques de distances ou de GPS différentiel au cours de la construction des structures côtières (jetées, ponts, plates-formes offshore, etc.) et pour assurer un suivi de leur déformation.

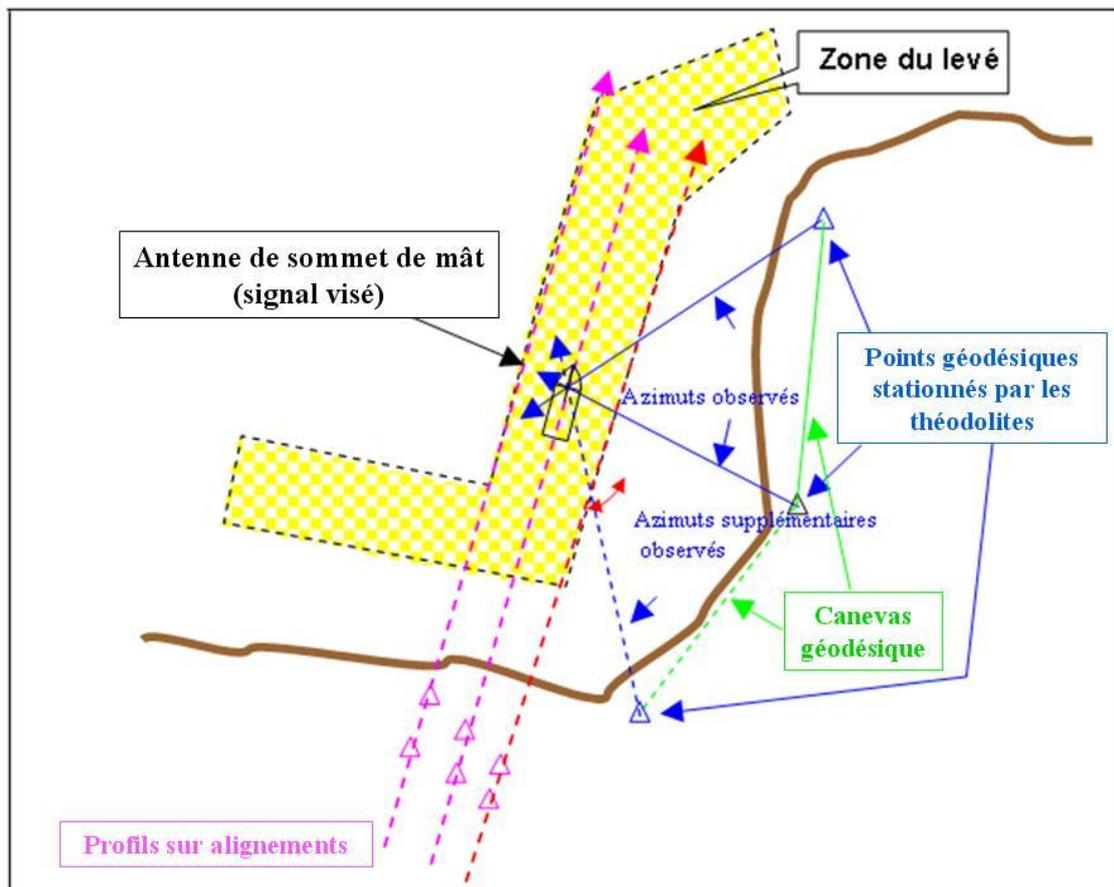


Fig. 7.3 « Positionnement par relèvements directs »

Précision

La précision du positionnement par triangulation ou relèvements directs dépend de la géométrie des stations dont dépend la sensibilité des intersections des angles de visée ou des azimuts ; elle varie dans la zone car l'erreur angulaire standard pour chaque instrument est fonction de la distance entre l'observateur et le navire hydrographique. L'incertitude moyenne des mesures d'angle et la distance du navire aux stations permettent d'estimer la précision du positionnement.

Les techniques d'intersections multiples, avec trois observations angulaires ou plus, permettent d'augmenter la précision en faisant intervenir des observations surabondantes.

Souvent les profils sur alignements sont combinés avec des mesures de distance ou GPS, et associés à une compensation automatique par moindres carrés pendant l'acquisition.

Contrôle de qualité (QC) et assurance qualité (QA)

Le contrôle de qualité (QC) consiste en vérifications périodiques en cours de levé. Une assurance qualité (QA) indépendante devrait en principe être exécutée au moyen d'un troisième instrument, mais ce n'est pas toujours réalisable en pratique. On l'effectue normalement par distancemètre ou GPS.

4.1.6.3 Positionnement à vue

Description générale

Cette méthode traditionnelle était utilisée pour localiser une drague suceuse par rapport à des pavillons ou à des détails de la côte et est encore utilisée pour certaines applications, telles que les alignements horizontaux et verticaux de constructions offshore, de plates-formes, de barges, etc.

De nos jours, les techniques de positionnement à vue sont rarement utilisées du fait de l'existence de méthodes électroniques de positionnement par azimuth/distance et GPS. Généralement le positionnement à vue ne s'applique qu'aux reconnaissances, quand la position des détails (phares, balises, signaux de jour, ponts et autres amers remarquables) identifiables sur les schémas fournis ou sur les cartes marines est jugée suffisamment précise pour ce type de levé.

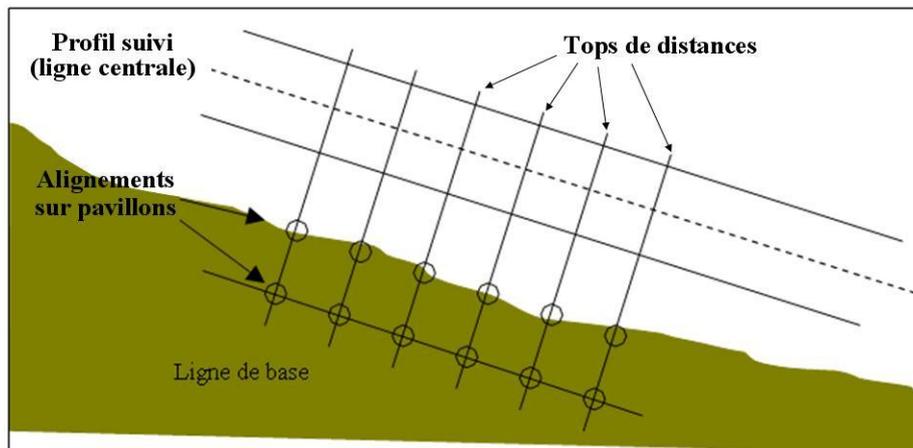


Fig. 7.4 « Positionnement à vue avec alignements sur pavillons »

Les principes de cette méthode sont les suivants :

- le navire hydrographique maintient une vitesse constante entre les alignements ;
- un top est effectué à chaque passage du navire devant un alignement ;
- les positions sont interpolées entre les tops ;
- la vitesse du navire est supposée constante entre les observations qui sont présumées exactes ;

- e. la position est déterminée par l'intersection du profil et des alignements ;
- f. les résultats doivent être utilisés avec prudence, vu le caractère approximatif d'un tel levé.

Précision et contrôle de qualité

La précision est difficile à estimer et le contrôle de qualité est rarement effectué quand on utilise une méthode de positionnement à vue.

4.1.6.4 Positionnement par ligne graduée (sondage à la corde)

Description générale

Cette méthode traditionnelle fut souvent utilisée avant les années 1970 pour contrôler les zones draguées, les profils de chenaux et les recherches de hauts-fonds et d'obstructions dans les voies d'eau navigables. Elle fut remplacée par les systèmes de positionnement radioélectriques et les appareils de mesure par azimuth/distance qui, à leur tour, furent détrônés par le GPS.

Bien exécuté, avec de courtes distances à la ligne de base, le sondage à la corde est une méthode simple et précise applicable aux divers travaux maritimes, dont les principes sont décrits ci-après :

- a. une corde graduée dont une extrémité a été fixée à un point de la ligne de base est déroulée perpendiculairement à cette dernière au moyen d'un treuil installé à bord du porte-sondeur ;
- b. la méthode est utilisée pour investiguer les zones d'accostage qui ne peuvent recevoir le GPS. On lui préfère néanmoins le positionnement par station totale ;
- c. la méthode ne nécessite pas d'appareillage électronique ou de communication.

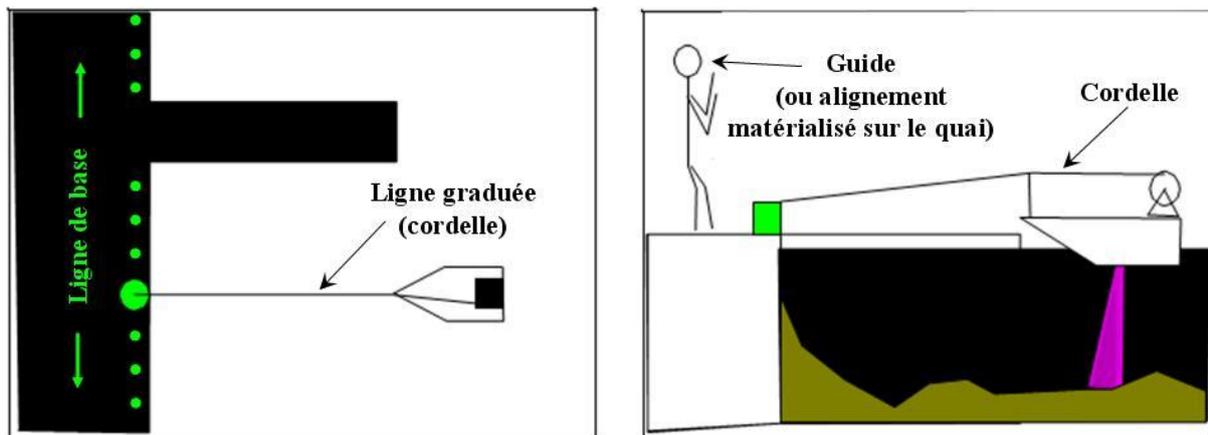


Fig. 7.5 « Sondage à la corde »

Pratique de la méthode

La corde est une méthode simple pour sonder perpendiculairement à une ligne de base fixe.

On pourra choisir parmi les variantes suivantes, selon le type d'opération et les instruments utilisés :

- a. mode statique : les observations sont faites quand le navire est positionné correctement sur son profil et la corde tendue afin de minimiser son affaissement ;
- b. mode dynamique ou continu : la corde est associée à un sondeur analogique ;
- c. extension de la ligne de base à un navire : la corde est fixée sur un navire prépositionné et utilisé comme ligne de base ;
- d. distance constante : la corde est réglée à une longueur constante et l'embarcation parcourt des segments circulaires autour d'un point de base ;

- e. matérialisation de la ligne de base : les points intermédiaires le long de la ligne de base sont construits par méthode d'arpentage standard ;
- f. alignement du porte-sondeur : l'alignement de l'embarcation sur son profil est réalisé par signaux visuels de type pavillons, ou par guidage optique (prisme à angle droit, transit-niveau, théodolite, cercle hydrographique ou station totale) ;
- g. procédures d'enregistrement des données : les distances et les profondeurs sont enregistrées sur un cahier d'observations puis tracées sur une minute ou un plan de site ;
- h. porte-sondeur : tout type d'embarcation équipée d'un treuil manuel ou électrique et armée par un opérateur compétent. On utilisera généralement une vedette de 5 à 8 mètres à faible tirant d'eau, de l'ordre de 40 cm, pour sonder dans les eaux peu profondes et débarquer facilement.

Précision et étalonnage

La précision du positionnement dépend de la sensibilité de l'alignement et de la mesure de distance, comme pour un azimut/distance.

La cordelle graduée doit être étalonnée tous les 3 à 6 mois ou après rupture, par comparaison avec une chaîne d'arpenteur ou à l'aide d'un distancemètre.

4.1.6.5 Positionnement par azimut/distance

Description générale

Cette méthode de positionnement, largement utilisée autrefois, est basée sur l'intersection d'azimuts/distances généralement observés à partir d'une même station de référence à terre (cf. figure 7.6). De nos jours, elle n'est employée que quand le GPS est indisponible, par suite du masquage des satellites. Les caractéristiques en sont les suivantes :

- a. les angles (azimuts) sont observés au moyen d'un transit-niveau, d'un théodolite ou d'une station totale ;
- b. les distances sont mesurées par un appareil de positionnement radioélectrique (distancemètre laser ou infrarouge, système par signaux micro-onde ou station totale) ;
- c. les données sont notées sur un cahier d'observation et transmises au navire par radio ou enregistrées automatiquement et transmises par modem ;
- d. la méthode est utilisée pour les distances inférieures à 5 km de la côte et/ou de la station de référence ;
- e. une bonne précision relative peut être atteinte selon les instruments utilisés (les meilleures précisions sont obtenues par les théodolites/distancemètres automatisés ou par les stations totales) ;
- f. un étalonnage périodique ou un troisième lieu (angle ou distance) sont essentiels pour garantir la fiabilité du système ;
- g. il suffit d'une petite équipe pour réaliser ce type de positionnement qui est assez efficace ;
- h. les sondages sont réalisés par une embarcation de 5 à 8 mètres ;
- i. les théodolites avec distancemètres laser ou infrarouge et les stations totales sont des instruments très précis, utilisables pour assurer l'ordre spécial de la S-44 à moins de 2 km du point de référence ;
- j. les systèmes de positionnement par signaux haute fréquence (UHF) atteignent difficilement le niveau de précision requis pour le 1^{er} ordre (2 m ou 5 m) ;
- k. les alidades dynamiques ou les stadias permettent d'atteindre le 1^{er} ordre de précision (5 mètres) pour des portées ne dépassant pas 30 à 50 mètres, selon les conditions.

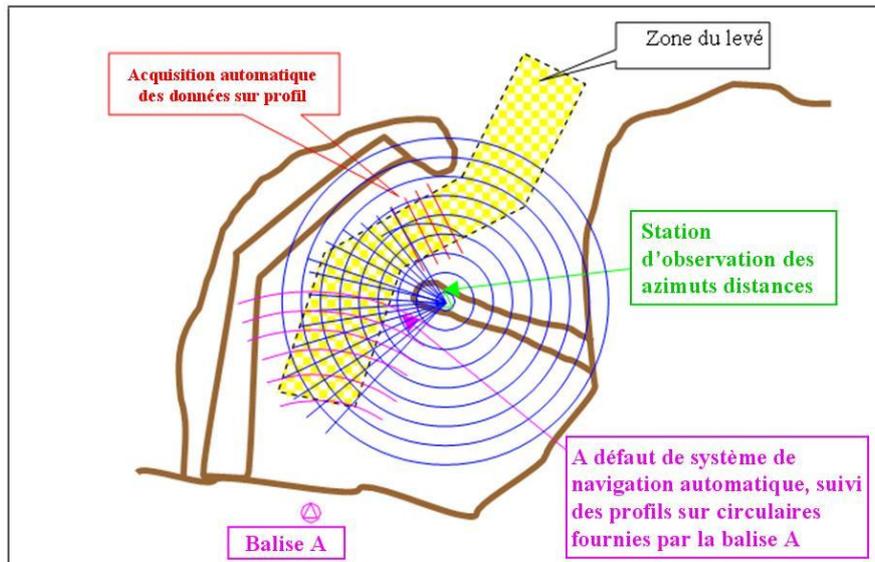


Fig. 7.6 « Positionnement par azimuth/distance »

Procédures et contrôle de qualité

Calage angulaire :

- Le zéro de l'instrument doit être initialement calé sur l'azimut de la visée origine (V_0) ;
- des visées supplémentaires doivent être effectuées comme références secondaires ;
- les points géodésiques de référence choisis pour le V_0 doivent être les plus éloignés et les plus fiables possibles ; les erreurs relatives doivent être résolues sur place ;
- toutes les mesures d'orientation et les calculs de l'azimut en projection doivent être enregistrés sur un cahier d'observation.

Contrôles périodiques du V_0 :

- des contrôles périodiques de la visée origine (V_0) doivent être exécutées au cours des travaux (normalement toutes les 20 ou 30 observations, ou toutes les 5 à 10 minutes, ou à la fin de chaque profil) pour s'assurer que les références horizontales et verticales de l'instrument ne sont pas dérégées ;
- des visées supplémentaires doivent être effectuées, normalement en début et en fin de séance ;
- à la suite de ces vérifications, et si nécessaire, l'instrument doit être recalé et renivelé ;
- les contrôles périodiques et les renouvellements doivent être notés sur le cahier d'observations ;
- si une vérification fait apparaître un fort désalignement, toutes les observations effectuées depuis la dernière vérification correcte doivent être rejetées et les mesures recommencées.

Vérifications au titre de l'assurance qualité :

- comme pour la plupart des méthodes visuelles, les vérifications indépendantes du positionnement sont rarement réalisables ;
- en GPS différentiel avec mesure de phase de la porteuse (RTK), ces vérifications sont réalisables par récepteurs géodésiques en mode statique et avec la précision topographique ;
- pour les levés critiques en matière de sécurité de la navigation, les vérifications de position doivent toujours être faites le plus près possible d'un point géodésique de référence.

4.1.6.6 Systèmes de radiolocalisation

Description générale

De nombreux systèmes de radiolocalisation terrestres ont été développés, dont la plupart sont devenus désuets depuis que le GPS est opérationnel. Cependant, leurs concepts fondamentaux d'exploitation ainsi que ceux du positionnement 3D, GPS compris, ont peu changé. Ces systèmes utilisent les différences de temps et les mesures de distance pour déterminer une position.

Classement des systèmes selon la fréquence

En général les systèmes de radiolocalisation (en anglais EPS) sont classés d'après leurs fréquences d'exploitation ou leurs bandes passantes (voir tableau 2 de l'appendice 3 du présent chapitre), lesquelles déterminent leur couverture et leur précision, et donc leur domaine d'application (tableau 3 de l'appendice 3). En général, plus la fréquence du système est élevée ou la longueur d'onde plus courte, meilleure sera la précision.

Systèmes de radiolocalisation à moyenne fréquence (RAYDIST/DECCA, TORAN) :

- a. ces systèmes qui furent développés dans les années 1950 ne sont plus utilisés ;
- b. ils fonctionnaient par différences de phase déterminant des réseaux circulaires ou hyperboliques (correspondant à des différences du temps) ;
- c. ces systèmes nécessitaient des étalonnages répétés pour lever les ambiguïtés de longueurs d'ondes entières et une réception continue pendant le levé pour éviter les sauts d'hyperboles ou de cycles, analogues au lever d'ambiguïté du DGPS ;
- d. l'étalonnage sur site était essentiel pour maintenir la précision, mais pour les levés très au large, cet étalonnage était impossible* ;
- e. le positionnement optique était utilisé pour l'étalonnage de ces systèmes.

Systèmes de radiolocalisation à basse fréquence (LORAN-C) :

- a. système de radiolocalisation maritime et aérienne de base, utilisé depuis plus de 60 ans ;
- b. système de type hyperbolique à basse fréquence ;
- c. utilisable en navigation générale ou pour les levés de reconnaissance (précision du 3^{ème} ordre pour un système étalonné) ;
- d. étalonnage quotidien sur site indispensable pour maintenir un minimum de précision absolue ;
- e. précision absolue sans étalonnage local de l'ordre de 450 mètres (0,25 mille).

Systèmes de radiolocalisation UHF (systèmes circulaires)

Les systèmes de radiolocalisation UHF (hyperboliques ou circulaires) ont été introduits dans les années 1970 et ont assuré l'essentiel du positionnement en mer jusqu'au milieu des années 90. Leur utilisation a par la suite décliné quand le GPS différentiel est devenu accessible pour les grandes couvertures, mais ils peuvent être encore déployés dans les régions où les signaux GPS sont faibles.

- a. Les systèmes de radiolocalisation UHF utilisent le principe des mesures de distance à partir de deux stations connues ou plus, pour déterminer les coordonnées d'un point par intersection :
 - i. à chaque distance d'une station terrestre est associé un lieu de position circulaire ;
 - ii. deux circulaires se coupent en deux points situés de part et d'autre de la ligne de base formée par les deux stations terrestres ;

* NdT : Les missions hydrographiques françaises mouillaient des bouées de recalage et pratiquaient le « transport de phase » entre navires.

- iii. chaque système utilise sa méthode de levé d'ambiguïté par référence aux coordonnées des points initiaux ou à l'azimut de la ligne de base ;
- iv. à l'origine, les lieux circulaires étaient visualisés et suivis par la vedette de sonde ; les données étaient enregistrées manuellement sur un cahier d'observation ;
- v. les systèmes modernes acquièrent les distances automatiquement et calculent les positions relatives qui sont ensuite transmises à l'indicateur gauche-droite de l'homme de barre ainsi qu'à un traceur de route ;
- vi. aujourd'hui, les systèmes circulaires, tout comme le GPS, transmettent leurs données brutes à un micro-ordinateur muni d'un logiciel d'acquisition et de contrôle temps réel qui enregistre simultanément les positions et les sondes dans des fichiers numériques tout en les visualisant sur les écrans de l'homme de barre et du chef d'équipe.

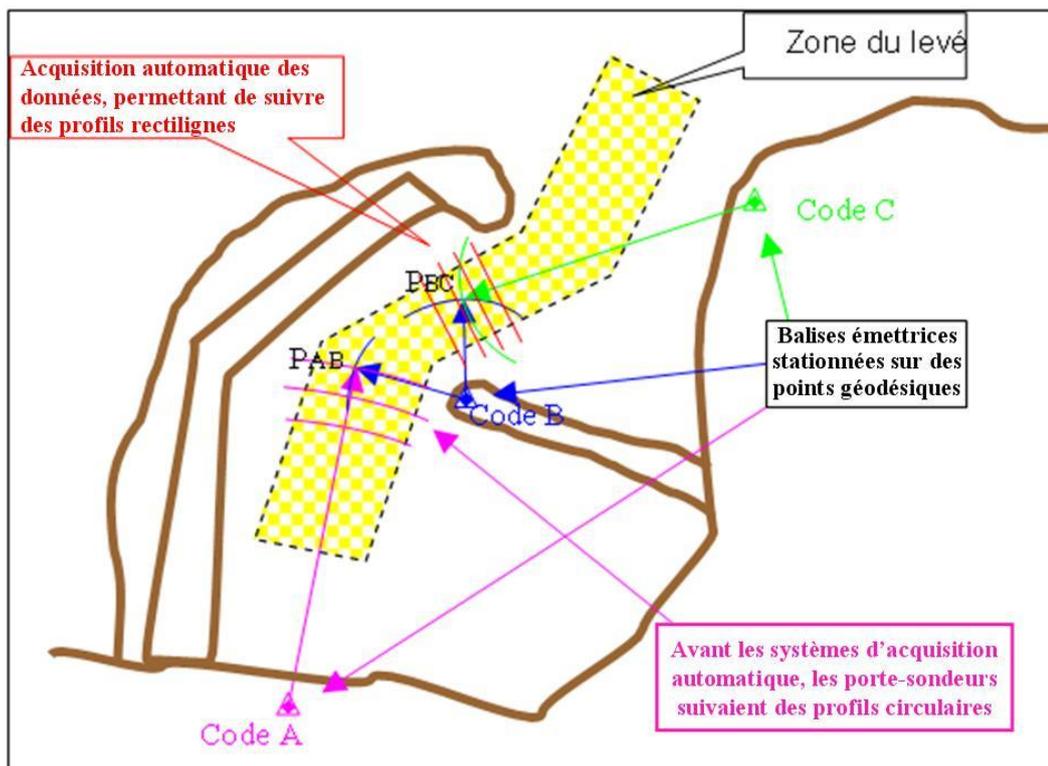


Fig. 7.7 « Positionnement par système circulaire à deux distances »

- b. A défaut de système automatique de positionnement et de guidage, le porte-sondeur suit un profil circulaire dans les conditions suivantes :
 - i. le profil est à distance constante d'une balise de référence ;
 - ii. les positions de la vedette sont calculées par intersection avec l'autre distance ;
 - iii. la vitesse de sonde doit être faible afin d'obtenir une meilleure précision et de faciliter la tâche du barreur qui doit suivre une courbe ;
 - iv. les profils sont circulaires, et non rectilignes dans le système de projection du levé ; ils sont rarement orthogonaux aux isobathes.
- c. Sondage automatisé sur profil rectiligne :
 - i. la position est calculée automatiquement par intersection de distances à des balises dont les coordonnées précises sont connues ;
 - ii. les coordonnées du point sont exprimées sous forme d'écart par rapport au profil ;
 - iii. le pilote automatique analogique/numérique, ou l'indicateur gauche-droite, reçoit ces écarts, qui lui permettent de revenir sur le profil;

- iv. au top, les positions fournies par le récepteur ou le traceur de route sont notées manuellement par l'opérateur sur un cahier d'observations ;
- v. un top de marquage est tracé au même moment sur la bande de sonde et la profondeur est notée dans le cahier d'observations ;
- vi. le rapprochement entre le positionnement et la sonde est réalisé en traitement différé ;
- vii. les sondes numériques et le positionnement temps réel sont corrélés à intervalles réguliers, prédéterminés par le logiciel d'acquisition de données.

Précision des systèmes circulaires

La précision de l'intersection est fonction de deux facteurs :

- a. la précision des mesures de distances (caractérisée par un écart type σ) ;
- b. l'angle d'intersection, qui dépend de la position du navire par rapport à la ligne de base et qui varie dans la zone du levé.

Contrôle de qualité

Les critères principaux du contrôle de qualité des systèmes de radiolocalisation UHF sont :

- a. l'angle d'intersection α , qui exerce un effet majeur sur la détermination de la position et doit être compris entre 45° et 135° ;
- b. le σ , qui varie avec la distance de la station. Il se situe aux environs de ± 3 m et non des ± 1 m ou ± 2 m indiqués par les fabricants dans des conditions d'étalonnage idéales ;
- c. la précision moyenne d'un positionnement avec σ de ± 3 m sera de l'ordre de 5 à 10 mètres.

Mise en œuvre des systèmes circulaires

Les systèmes de radiolocalisation UHF suivants fonctionnent (ou fonctionnaient) par mesure de distances : Racal Micro Fix, Syledis de Sercel, Falcon VI de Motorola, Trident de Thomson-CSF.

La position était déterminée par intersection de trois lieux circulaires ou plus (*CLOPs* en anglais) observées simultanément.

Les circulaires ne se croisent pas exactement au même point parce que chaque distance est affectée par des erreurs instrumentales :

- a. trois distances observées aboutissent à trois jeux de coordonnées différentes ; quatre distances observées en déterminent huit ;
- b. ces coordonnées sont compensées normalement à chaque fin de cycle d'interrogation, permettant d'obtenir une position finale par moindres carrés ou plus simplement, par choix du meilleur angle d'intersection sans pondération des autres distances.

Les données de positionnement sont exprimées dans le système de projection du levé, comme pour un système à deux distances :

- a. l'emploi de plusieurs distances minimise les incertitudes de positionnement du navire, lequel est obtenu par compensation. Une estimation instantanée de la précision est réalisée par analyse du « chapeau » formé par les intersections des circulaires affectées par des erreurs de mesure (voir figure 7.8) ;
- b. une évaluation de la précision des mesures de distances peut être obtenue par calcul automatique des résidus (v_i) en chaque point (le logiciel de compensation par moindres carrés peut fournir une évaluation de l'EMQ à chaque mise à jour de la position) ;

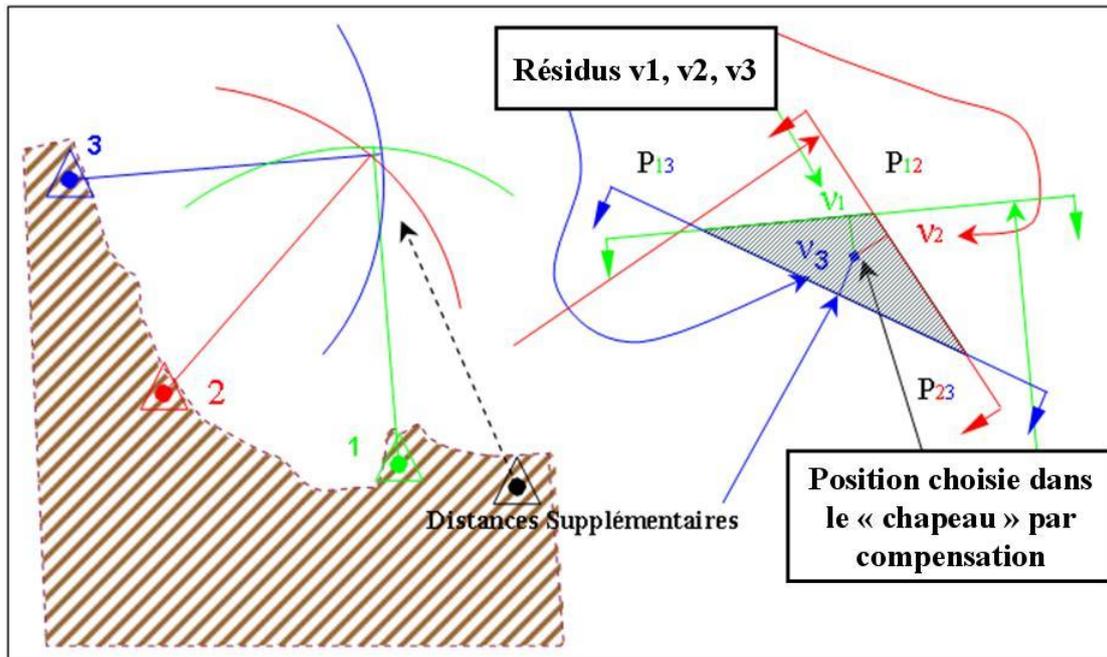


Fig. 7.8 « Intersection de plusieurs lieux circulaires »

- c. dans les systèmes automatisés, une alarme se déclenche normalement quand l'EMQ dépasse une limite fixée, en supposant que l'écart-type est constant dans la zone du levé.

Étalonnage et contrôle de qualité

L'étalonnage des systèmes de radiolocalisation UHF est exécuté de la façon suivante :

- a. détermination indépendante de l'emplacement de l'antenne du navire ;
- b. comparaison des distances mesurées par le système et observées indépendamment ;

ou

- b. comparaison d'une série de distances mesurées par le système circulaire et d'observations indépendantes (étalonnages répétitifs) ;
- c. calcul d'une correction moyenne. Cette correction est intégrée dans la console du système circulaire et dans le logiciel de calcul de la position.

Les systèmes et méthodes utilisés pour exécuter un étalonnage indépendant incluent :

- a. l'étalonnage par distancemètre – une série de lectures au distancemètre est comparée aux distances observées simultanément par le système circulaire. On en déduit les corrections d'étalonnage ;
- b. l'étalonnage par franchissement de la ligne de base – Cette méthode très simple consiste à faire couper la ligne de base par le navire et à comparer la somme des distances aux deux stations à leur valeur théorique. On en déduit la correction d'étalonnage. Cette méthode peut être répétée en plusieurs points de la ligne de base et appliquée à tout couple de stations ;
- c. l'étalonnage par station totale - les coordonnées calculées par le logiciel de positionnement associé au système circulaire sont comparées directement aux coordonnées plus précises obtenues par une station totale ;
- d. l'étalonnage par visées optiques - cette méthode, qui est la plus exacte, consiste à faire exécuter une série de 5 à 10 visées optiques sur le navire en route par trois théodolites opérant simultanément. À chaque séquence de visées, la position du navire est calculée par

triangulation précise et les distances en projection sont alors comparées aux distances observées simultanément par le système circulaire. La moyenne des différences de distances permet d'estimer la précision statistique de l'étalonnage, comme précédemment ;

- e. l'étalonnage par relèvements inverses - celui-ci n'est valable que pour une configuration géométrique favorable, près de la côte et avec un navire très lent. Un certain nombre d'angles (5 à 10) est mesuré par trois cercles hydrographiques situés près de l'antenne afin de minimiser les erreurs d'excentricité ; les distances fournies par le système sont relevées simultanément. Le calcul de la position doit être effectué avec un logiciel capable d'apprécier la qualité de la mesure en se basant sur la configuration géométrique et l'erreur angulaire moyenne, et de valider la correction d'étalonnage si celle-ci est statistiquement justifiée.
- f. Critères généraux de contrôle de qualité pour les systèmes circulaires :
 - i. l'étalonnage au point fixe n'est pas représentatif des conditions dynamiques du levé ;
 - ii. l'étalonnage doit être effectué aussi près que possible de la zone du levé afin d'être représentatif des conditions rencontrées dans la réalité ;
 - iii. la précision du système de contrôle indépendant doit être meilleure ou au moins égale à celle du système circulaire étalonné ;
 - iv. les effets résiduels des trajets multiples peuvent être réduits mais pas éliminés à l'étalonnage, car ils dépendent de la position et de l'orientation de l'antenne de réception du navire hydrographique ;
 - v. l'étalonnage d'un système de radiolocalisation UHF à train d'impulsions n'est valable que dans la gamme de mesure du système utilisé ;
 - vi. l'instrument plus précis utilisé pour étalonner le système circulaire doit, lui aussi, être vérifié indépendamment pour éviter les erreurs (GPS, station totale, théodolites, etc.) ;
 - vii. les procédures d'étalonnage ne doivent pas changer en cours de levé.

Certains critères de base décrits pour l'étalonnage des systèmes circulaires sont également valables pour le GPS.

4.1.6.7 Le GPS (système de positionnement global ou *Global Positioning System*)

Description générale

Le GPS est devenu la référence mondiale en matière de positionnement et de navigation depuis les années 90, date à laquelle il a remplacé presque toutes les autres techniques. Il ne présente que de rares trous de couverture, dans des zones relativement petites pour lesquelles il conviendra de recourir aux méthodes traditionnelles. Les systèmes GPS différentiels ont une couverture mondiale et ne demandent pas le même travail de choix de stations et d'installation que les systèmes traditionnels, cependant des étalonnages avant levé et des validations après levé sont encore nécessaires. La précision du GPS dépasse celles de tous les autres systèmes de positionnement hydrographiques.

Le GPS comporte deux modes de positionnement absolus : le positionnement standard (SPS) et le positionnement précis (PPS) :

- a. le service SPS, accessible aux utilisateurs civils, correspond au code *C/A* (*coarse acquisition*) émis sur la porteuse L1 et fournit des précisions absolues de 10 à 30 mètres ;
- b. le service PPS a été développé pour l'armée américaine et les autres utilisateurs autorisés ; il correspond au code *P(Y)* qui module les porteuses L1 et L2 et fournit une précision de 5 à 15 mètres en mode de positionnement absolu.

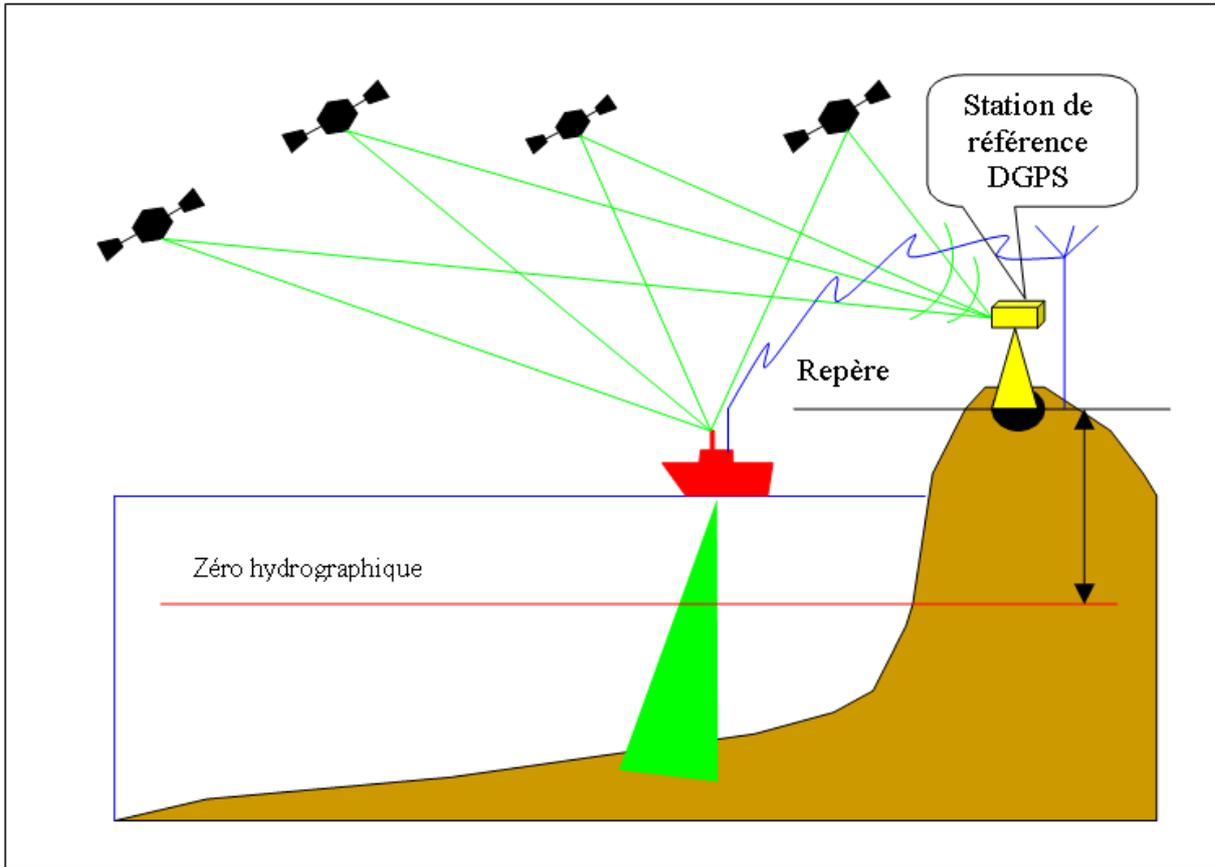


Fig. 7.9 « Positionnement d'un navire hydrographique par GPS différentiel »

Pour beaucoup d'applications, ce positionnement absolu ne fournit pas une précision suffisante. Le GPS différentiel (DGPS) est une technique qui peut fournir une position relative à quelques mètres près, en mesurant la phase modulée par le code avec une précision de quelques millimètres. Le DGPS nécessite deux récepteurs ou plus pour enregistrer simultanément les mesures et un logiciel de traitement pour réduire ou éliminer les erreurs communes. Avec un récepteur de référence stationné sur un point géodésique, les données DGPS peuvent être utilisées pour déterminer des lignes de base entre stations et calculer les coordonnées des autres récepteurs dans le même système de référence. Un GPS différentiel capable de mesurer le code et la porteuse peut positionner en temps réel des mobiles tels que dragues, navires hydrographiques et vedettes de sonde (voir figure 7.9), avec la précision requise pour les levés hydrographiques et/ou le dragage.

Techniques de poursuite (voir chapitre 2, § 6.1.4.1)

Les techniques de poursuite de phase concernent :

- a. l'onde porteuse ;
- b. le code utilisé pour la modulation.

Précisions

Les précisions des mesures absolues de distance ou l'écart-type réalisable avec le GPS dépendent :

- a. du type de code utilisé (C/A ou P) ;
- b. de l'ellipsoïde tridimensionnel de confiance décrivant les incertitudes des trois coordonnées géocentriques associées au GDOP (*Geometric Dilution of Precision*) des satellites pendant la détermination de la position ;

- c. de la mesure du temps et des changements de configuration géométrique des satellites.

Les statistiques de précision nominale pour un utilisateur GPS sont définies par les techniques de propagation d'erreurs. Les précisions de mesures de distance font référence à des coordonnées géocentriques, qui peuvent être exprimées dans un système local, et à la matrice de covariance 3-D définissant et répartissant les caractéristiques (direction ou coordonnées) de l'ellipse d'erreur dans le même système de référence.

Les méthodes en usage pour décrire les erreurs de mesure sont listées ci-dessous :

- a. les précisions horizontales du GPS 2-D sont normalement estimées en utilisant la moyenne quadratique (EMQ) de l'erreur radiale statistique ;
- b. les précisions du GPS 3-D sont exprimées généralement sous forme d'une erreur sphérique probable ou ESP. Cette erreur correspond au rayon d'une sphère de niveau de confiance ou de probabilité de 50%, qui n'est qu'une approximation de l'ellipsoïde 3-D représentant les incertitudes réelles des coordonnées dans le système géocentrique ;
- c. en positionnement horizontal 2-D, on utilise l'erreur circulaire probable ou ECP comme mesure de l'erreur statistique. L'ECP correspond au rayon d'un cercle de niveau de confiance ou de probabilité de 50%.

Comparaisons de précisions

Il est important que les précisions des mesures GPS identifient clairement les statistiques dont elles sont issues. Une précision statistique de « 20 mètres » ou « 5 mètres » n'a de sens que si elle est exprimée en 1-D, 2-D ou 3-D et associée à un niveau de probabilité. De plus, les précisions absolues du GPS sont rapportées à un système de coordonnées géocentriques qui diffère sensiblement des caractéristiques locales. Les précisions nominales du GPS peuvent être aussi considérées comme des tolérances indicatives dont les précisions réelles diffèrent parfois largement.

Précision des mesures relatives

Les levés hydrographiques conformes à la norme S-44 de l'OHI visent une précision de positionnement à 95% de confiance dans un système mondial (ϕ , λ , h), tandis que les travaux de génie côtier et de dragage sont exprimés dans un système local (X, Y, h) et recherchent une grande précision relative. Cette dernière est habituellement exprimée en parties par million (ppm) d'une distance mesurée entre deux points, ou récepteurs, et caractérisée par un écart type de 1σ , soit une probabilité de 68%.

Dilution de la précision (DOP)

Les erreurs GPS résultant de la configuration géométrique des satellites peuvent être exprimées en termes de dilution de précision (DOP), qui caractérise la configuration géométrique des satellites observés. En termes mathématiques, le DOP est un scalaire utilisé pour exprimer un ratio de précision du positionnement (ou l'écart-type d'une mesure de coordonnées). Le DOP représente la contribution géométrique d'un certain facteur scalaire à l'incertitude (c-à-d. l'écart-type) d'une mesure GPS. En positionnement 2-D, il se réfère au facteur HDOP.

Système de référence

En général, les levés s'intéressent aux différences relatives de coordonnées, mais, en positionnement absolu et pour les besoins de la navigation, ces valeurs doivent être exprimées dans le système de référence global utilisé par le GPS NAVSTAR. Donc, toutes les différences de coordonnées mesurées dans un système local doivent être transformées en coordonnées GPS dans le système WGS 84 (*World Geodetic System 84*). En Amérique du nord, le WGS 84 est compatible avec le NAD83 (*North American Datum 1983*) tandis que l'ETRF89 (*European Terrestrial Reference Frame 1989*)

est une réalisation du WGS 84 pour l'Europe. Chaque pays européen a défini le rattachement de sa propre référence locale à l'ETRF89.

Sources d'erreurs (voir chapitre 2, § 6.1.3) et étalonnage

La précision du GPS dépend des erreurs et des interférences affectant le signal et du traitement utilisé pour les réduire et les supprimer. Comme pour les systèmes circulaires, les signaux GPS sont sensibles à l'humidité et aux trajets multiples, et des erreurs supplémentaires sont causées par le trajet de 20 000 km à travers les couches de l'ionosphère et de la troposphère. On doit se souvenir que les signaux du satellite peuvent être brouillés pour raison de sécurité par les Américains au moyen du dispositif *Anti Spoofing* (SAASM). Le GPS différentiel permet d'éliminer la plupart des erreurs, toutefois, plus le mobile sera éloigné de la station de référence, plus les erreurs seront différentes.

Contrairement aux systèmes circulaires ou à azimuth/distance, le DGPS ne dispose pas de check-list d'étalonnage ; les principales erreurs à éviter sont :

- a. un *datum* ou un système géodésique du levé erroné ;
- b. des coordonnées incorrectes de la station de référence ;
- c. une mesure inexacte des hauteurs d'antenne ;
- d. la non sélection du mode DGPS sur le récepteur ;
- e. la non sélection du format d'entrée/ sortie RTCM-104.

Méthodes de positionnement

Les deux modes opératoires du GPS utilisés en positionnement horizontal dynamique ont de nombreuses applications hydrographiques pour les levés en mer ; ce sont :

- a. le positionnement absolu ;
- b. le positionnement relatif (GPS différentiel ou DGPS).

Le positionnement absolu ne nécessite qu'un récepteur passif et n'est pas suffisamment précis pour la géodésie ou les levés hydrographiques ; c'est néanmoins le plus utilisé sous sa forme militaire (PPS) ou civile (SPS). Le positionnement relatif (différentiel) qui nécessite au moins deux récepteurs fournit en revanche les précisions requises pour la topographie et le positionnement à la mer.

Le positionnement absolu (pseudo-distances)

Le récepteur GPS offre une solution pour la navigation en mesurant des distances approximatives (pseudo-distances) entre l'antenne et le satellite par comparaison d'un code émis par le satellite et d'une référence créée par le récepteur. Aucune correction n'est faite pour les erreurs de synchronisation entre les horloges de l'émetteur et du récepteur. La distance parcourue par le signal est égale à la vitesse de transmission multipliée par le temps écoulé, les délais supplémentaires (erreurs) affectant la précision de la position étant causés par les conditions troposphériques et ionosphériques. Pour calculer une position 3-D, quatre pseudo-distances au moins sont nécessaires pour éliminer le décalage constant de temps (t) entre les horloges du satellite et du récepteur GPS.

La solution de quatre équations d'observation à quatre inconnus (X, Y, Z, t) est la position 3-D (trois pseudo-distances sont suffisantes pour une position 2-D). Ces solutions sont très dépendantes de la précision des facteurs suivants:

- a. coordonnées de chaque satellite (X_s, Y_s et Z_s) ;
- b. modélisation du délai de transmission atmosphérique (d) ;
- c. qualité de la mesure du temps réel exécutée par le récepteur GPS (synchronisation d'horloge, traitement du signal, rapport signal sur bruit, etc.);
- d. mesure des distances et géométrie des satellites (DOP).

La dilution de précision (DOP) est la contribution géométrique à l'incertitude de la position GPS. Elle dépend, en gros, de l'orientation physique des satellites par rapport au récepteur terrestre et de la précision des mesures de distance.

Solution statique - comme pour tout type de mesures, les observations répétées de distances, sous des incidences satellitaires variables, améliorent la précision et la fiabilité du positionnement. Au point fixe, les distances peuvent être mesurées de façon continue sur des orbites satellitaires variables. Les changements d'orbites créent des géométries d'intersection différentes pour une même position. De plus, des observations simultanées de distance sur plusieurs satellites peuvent être pondérées en fonction de la qualité des intersections et de la fiabilité des pseudo-distances.

Solution dynamique - en mode dynamique, avec une antenne GPS qui se déplace avec le mobile, les mesures de distance sont ponctuelles en raison du déplacement des satellites sur leurs orbites. Ces déplacements et la vitesse du navire créent une géométrie d'intersection à chaque fois différente.

Le système satellite GPS NAVSTAR possède deux niveaux de précision de positionnement absolu :

- a. Le positionnement standard (SPS) - En mode standard, la position absolue 3-D temps réel est de l'ordre de 10 à 30 m (95% de fiabilité en précision horizontale). Le département US de la défense (DOD) a implanté le dispositif *anti-spoofing* (AS) qui change le code P en un code Y classifié, empêchant l'utilisateur de bénéficier de la haute précision du code P.
- b. Le positionnement précis (PPS) - Certains utilisateurs civils, dont les ingénieurs de l'USACE, sont autorisés par l'agence nationale de sécurité (NSA) à disposer d'un système capable de décrypter les signaux GPS codés, moyennant diverses contraintes de sécurité. Les utilisateurs du PPS peuvent obtenir une précision, en position absolue 3-D temps réel, de l'ordre de 16 m SEP (ou 5 à 15 m en précision horizontale avec un niveau de fiabilité de 95%).

Les actions du DOD en matière de sécurité n'impactent pas significativement l'hydrographe qui travaille en mode différentiel.

Le positionnement absolu temps réel (SPS/PPS) ne satisfait pas aux normes de précision de l'ordre spécial ou du 1^{er} ordre de la S-44 de l'OHI. Il répond aux besoins de la navigation générale et est destiné à remplacer le LORAN-C et les autres systèmes de navigation maritime et aérienne.

Positionnement GPS différentiel (DGPS)

Le mode différentiel est utilisé pour positionner un point par rapport à un autre quand deux stations de réception observent simultanément les mêmes satellites. Les erreurs de position du satellite (X_s , Y_s et S_s) et les délais atmosphériques estimés (d) étant les mêmes en ces deux stations, ils peuvent être éliminés en grande partie. Cette méthode procède par mesures de code ou de porteuse de phase et peut fournir des résultats en temps réel ou en traitement différé.

- a. DGPS avec mesures de code. La méthode consiste à comparer deux récepteurs GPS dont l'un est installé sur un point géodésique et l'autre est installé sur un mobile ou à bord d'un navire hydrographique. Les deux récepteurs mesurent simultanément des pseudo-distances à quatre satellites communs au moins. Les positions des satellites étant connues et l'un des récepteurs étant sur un point fixe connu, une « distance connue » peut être calculée pour chaque satellite observé et comparée à la « pseudo-distance mesurée » afin d'obtenir une correction valable pour chaque satellite et applicable aux distances mesurées par le récepteur mobile. Les premiers bénéficiaires des mesures de code sont les systèmes de positionnement temps réel de précision métrique, qui sont compatibles avec les normes de la S-44 pour les levés hydrographiques du 1^{er} ordre et conviennent à la majorité des besoins.
- b. DGPS avec mesures de phase. C'est la technique GPS la plus précise pour un levé. Sa précision relative est de l'ordre de deux à cinq ppm entre deux récepteurs GPS installés, l'un sur un point connu et l'autre sur un mobile. La méthode de poursuite est semblable, quoique

plus complexe, à celle des pseudo-distances décrite précédemment. La longueur d'onde (19 cm seulement) nécessite d'ajouter un lever d'ambiguïté aux équations d'observation pour tenir compte du nombre inconnu de cycles entiers parcourus par la porteuse des pseudo-distances. La mesure de phase permet d'obtenir une meilleure résolution en raison de la courte longueur d'onde et de la capacité des récepteurs à discriminer les phases jusqu'à 2 mm approximativement. Cette méthode de positionnement cinématique est connue sous le nom de «*Real Time Kinematic*» ou RTK et permet d'atteindre une précision de quelques cm à 20 km environ de la référence. Elle satisfait aux normes de l'ordre spécial de la S-44 pour les levés hydrographiques et peut être utilisée avec des récepteurs statiques ou cinématiques.

- c. Avantage des mesures de code (DGPS) sur les mesures de phase (RTK) :
 - i. les longueurs d'onde étant beaucoup plus longues, il n'y a pas de levé d'ambiguïté.
- d. Inconvénients des mesures de code (DGPS) sur les mesures de phase (RTK) :
 - i. les plus grandes longueurs d'onde diminuent la précision du système,
 - ii. ...qui est davantage affecté par les trajets multiples.

Positionnement DGPS dynamique temps réel (avec mesure de phase)

En général le système inclut :

- a. une station de référence (station maître) ;
- b. des liaisons de télécommunications ;
- c. une station mobile (utilisateur à distance).

Plusieurs services DGPS fournissent des corrections de pseudo-distance en temps réel :

- a. les services de radionavigation maritime (Système IALA/AISM) ;
- b. des services d'abonnement satellital commerciaux ;
- c. des services commerciaux DGPS terrestres (liaisons téléphoniques ou par téléphone GSM) ;
- d. des systèmes locaux DGPS.

Les systèmes locaux DGPS sont normalement installés ou utilisés par le service responsable du levé, quand la couverture existante n'a pas la précision requise pour les travaux.

La station de référence

La station de référence comprend un récepteur GPS, une antenne, et un processeur.

- a. Le récepteur est stationné sur un point de coordonnées connues, disposant d'une vue dégagée sur le ciel à partir de 10° au moins au-dessus de l'horizon ;
- b. son antenne est éloignée de tout ce qui favorise les trajets multiples ou les interférences (éviter les antennes, les pylônes, les lignes à haute tension, et les surfaces réfléchissantes) ;
- c. il reçoit les informations de distances et de temps émises par les satellites ;
- d. il calcule et formate toutes les 1 à 3 secondes les corrections de pseudo-distances (PRC) qu'il retransmet par la liaison terre-navire au bâtiment à la mer. Le format des données est la version 2.0 recommandée par la commission spéciale 104 de la RTCM ;
- e. il exécute un contrôle de qualité et valide les corrections de pseudo-distances.

Les liaisons de télécommunications

- a. Les liaisons sont utilisées pour transmettre les corrections différentielles. Leur type dépend du besoin des utilisateurs et leur débit minimal doit être de 200 bps (bits par seconde).
- b. Les liaisons VHF, UHF et HF conviennent à l'émission des corrections DGPS, avec des portées allant de 20 à 50 km (VHF/UHF) jusqu'à 200 km (HF), selon les conditions de

propagation et la hauteur du site. L'inconvénient des liaisons UHF et VHF est qu'elles ont une portée optique et que leur signal peut être masqué par les îles, les structures et les bâtiments, qu'elles sont sujettes aux trajets multiples et enfin, qu'elles sont soumises à autorisation.

- c. Les liaisons ne peuvent opérer que dans les fréquences autorisées afin d'éviter les interférences avec les autres émissions. La gestion des fréquences est assurée par le pays responsable de la région géographique.
- d. De nombreuses compagnies privées proposent des abonnements pour les communications par satellite, téléphone ou téléphone mobile, capables de transmettre les corrections PRC.
- e. Les systèmes satellitaires et de communications téléphoniques sont moins limités par la distance que les systèmes UHF/VHF, mais ils sont généralement plus coûteux.

La station mobile

La position d'un navire hydrographique relativement à la station de référence est calculée par pseudo-distances au moyen d'un récepteur DGPS qui mesure la phase du code en temps réel. Cet équipement d'utilisateur, muni d'une antenne et d'un processeur :

- a. est un récepteur GPS multicanaux utilisant le code C/A à une seule fréquence (L1) ;
- b. doit être capable de recevoir des corrections différentielles au format RTCM SC 104 version 2.0 et d'appliquer ces corrections aux pseudo-distances observées ;
- c. doit supporter une fréquence de mise à jour de 1 à 3 secondes ;
- d. doit disposer d'une sortie au format NMEA-183, qui est celui des logiciels les plus utilisés en hydrographie ;
- e. doit maintenir sa capacité de positionnement pour des vitesses atteignant 10 nœuds ;
- f. ne doit pas dégrader le positionnement pendant les virages, par suite d'un filtrage excessif.

Distance séparant la station mobile de la station de référence

- a. les corrections troposphériques et ionosphériques différentielles ne sont pas prises en compte par la plupart des récepteurs GPS. Leurs erreurs s'ajoutent aux erreurs de positionnement horizontales, à raison de 0,7 m en moyenne pour chaque 100 km ;
- b. le type de liaison de données est un facteur limitatif pour la distance séparant la station mobile de la station de référence ; il peut être nécessaire de déplacer la station de référence d'un point à un autre afin de maintenir la distance minimale de séparation requise.

Géométrie des satellites

Le coefficient HDOP d'affaiblissement de la précision horizontale est un facteur critique.

- a. Dans les levés d'ordre 1 et 2, HDOP est < 5 ;
- b. la constellation du Bloc II des 24 satellites GPS maintient la plupart du temps un HDOP approximativement de 2 ou 3.

Autres services DGPS (Services d'aide à la navigation par radiophares et WAAS Commercial)

Services de navigation par radiophares

La fonction principale des Services de navigation par radiophares est de fournir des aides à la navigation dans les eaux navigables couvertes par le service. Ils visent à remplacer le Loran-C et l'Oméga, qui étaient les systèmes de navigation de base par une couverture GPS totale, afin d'obtenir un positionnement plus précis. Plusieurs pays ont commandé des systèmes de positionnement temps réel pour leurs régions côtières, leurs rivières et leurs lacs, en utilisant le DGPS et la technologie des radiophares maritimes ; les autres pays ont l'intention d'étendre la couverture à toutes les voies navigables et finalement d'assurer une couverture mondiale.

- a. Installation et configuration du système :
- i. Radiophares GPS :
 - 2 récepteurs GPS L1/L2 pour station géodésique de référence, avec antennes indépendantes redondantes, et radiophare maritime avec antenne de transmission ;
 - 2 récepteurs combinés GPS-L1 avec modulation MSK, utilisés pour le contrôle d'intégrité ; chacun utilise une antenne GPS indépendante et une antenne boucle passive MSK de champ proche.
- b. Configuration des sites :
- i. Les antennes de la station GPS de référence sont implantées sur des points géodésiques connus, basés sur le système de référence ITRF, à savoir ETRS 89 pour l'Europe et NAD 83 pour les États-Unis et le Canada.
 - ii. Les corrections de pseudo-distances du GPS, code C/A, sont calculées et transmises par un radiophare maritime.
 - iii. Le système embarqué consiste en un récepteur pour radiophare et un récepteur GPS (ou un récepteur radiophare avec GPS intégré) capable de recevoir et d'appliquer des corrections de pseudo-distances. Les précisions seront de moins de 5 m selon le type et la qualité du récepteur, la distance à la station de référence et la géométrie des satellites.
- c. Transmission des données (types de données) :
- i. les corrections et autres informations sont transmises au format RTCM SC-104 version 2.1 ;
 - ii. les types de message radiodiffusés sont détaillés dans les notices des Service d'aide à la navigation par radiophare de chaque pays ;
 - iii. les corrections sont calculées pour un maximum de neuf satellites visibles de la station GPS de référence pour des angles de site $> 7,5^\circ$. S'il y a plus de neuf satellites, ceux dont la hauteur au-dessus de l'horizon est la plus grande sont retenus ;
 - iv. les satellites dont l'angle de site est $< 7,5^\circ$ sont masqués en raison de leur propension aux trajets multiples et à la décorrélation-spatiale ;
 - v. les corrections sont transmises normalement à un débit de 100 ou 200 bauds ;
 - vi. les corrections sont valides jusqu'à 15 secondes après leur génération ;
 - vii. l'utilisation de corrections de plus de 30 secondes, en particulier pour le positionnement d'un mobile, peut causer des pics.
- d. Disponibilité et fiabilité du système :
- i. le système maintient une disponibilité d'émission de plus de 99,7% dans les régions couvertes, à condition de disposer d'une constellation GPS robuste et complète ;
 - ii. dans la plupart des régions, la fiabilité du signal sera plus grande en raison du recouvrement entre stations d'émission ;
 - iii. chaque site dispose de deux contrôleurs d'intégrité (c.-à-d. deux récepteurs GPS avec modulation MSK) stationnés sur des points connus et qui calculent leur propre position à partir des corrections de pseudo-distances. Les positions calculées sont comparées aux points connus afin de déterminer si les corrections sont dans la tolérance prévue ;
 - iv. les positions calculées par les contrôleurs d'intégrité sont transmises par téléphone aux stations de contrôle qui avertissent les utilisateurs, par message de type 16, de tout dysfonctionnement du radiophare dans les 10 secondes suivant l'anomalie.
- e. Zone couverte :
- i. une carte à jour de la zone couverte peut être trouvée sous la rubrique DGPS du site web du Service de navigation de chaque pays participant.

f. Besoins et équipement de l'utilisateur

- i. pour recevoir et appliquer les corrections de pseudo-distances de la station de référence, l'utilisateur doit disposer au minimum d'un récepteur radiophare MSK avec antenne associé à un récepteur GPS L1 code C/A avec antenne, ou en version moins économique, d'un récepteur radiophare avec GPS intégré et antenne MSK/GPS combinée.

Le récepteur MSK sélectionne, en général automatiquement, la station de référence ayant le plus fort signal qu'il démodule, ou il permet à l'utilisateur de sélectionner une station de référence spécifique. Comme la station GPS de référence ne produit de corrections que pour les satellites d'angle de site $> 7,5^\circ$, les satellites observés par l'utilisateur au-dessous de $7,5^\circ$ ne seront pas corrigés.

g. Contrôle de qualité des positions et étalonnages :

- i. la plupart des systèmes DGPS précis sont capables de fournir des précisions sub-métriques à des distances raisonnables de la station de référence la plus proche. Cependant, quand la distance augmente, les erreurs de décorrélation spatiale (dues aux conditions ionosphériques et troposphériques) peuvent induire des biais systématiques ;
- ii. en général, par conditions atmosphériques nominales, une précision de position de σ inférieur à 5 m (95%) peut être obtenue à des distances de plus de 200 milles ;
- iii. pour confirmer que la précision est meilleure que la tolérance de 5 m, un contrôle statique de position sera réalisé en occupant un point connu, près de la zone du levé ;
- iv. quand on travaille avec un Service de navigation, des contrôles statiques de position doivent être effectués avec les différents radiophares de référence afin de vérifier les biais de positionnement, sachant qu'en pratique, le radiophare le plus proche est le moins biaisé ;
- v. quand des biais significatifs ou des ambiguïtés sont observés dans la zone du levé, il peut être nécessaire d'établir un réseau DGPS local (par mesure de code ou de phase RTK) afin de procéder à des comparaisons statiques des différents balises ;
- vi. la même procédure s'applique aux systèmes DGPS commerciaux (WAAS, GLONASS, EGNOS, GALILEO, MSAS etc.).

Cinématique temps réel RTK (mesure de phase des ondes porteuses)

Généralités

Le DGPS à mesure de phase est capable de fournir une précision décimétrique horizontale et verticale à un navire en route dans une zone géographique de 20 km. Cette méthode de positionnement « à la volée » (*On The Fly* en anglais), peut fournir des altitudes du navire hydrographique en temps réel.

Les techniques cinématiques actuelles résolvent les ambiguïtés d'un récepteur mobile et offrent des précisions de 2 à 5 centimètres. Cette méthode de positionnement par mesure de phase des ondes porteuses est connue sous le nom de cinématique temps réel ou levé RTK (*Real Time Kinematic*).

Le système de positionnement RTK est basé sur la même technologie DGPS de mesure de phase que pour les levés géodésiques en GPS statique où une précision de niveau millimétrique était obtenue. La procédure RTK autorise les déplacements du récepteur GPS, après levé de l'ambiguïté initiale du nombre de cycles entre les satellites et le récepteur, tel qu'indiqué au chapitre 2.

Des altitudes ellipsoïdales précises (et les profondeurs rapportées à l'antenne GPS) peuvent être mesurées directement en temps réel sans avoir à observer la marée, avec des capteurs d'attitude et une modélisation de la marée appropriés (figure 7.10).

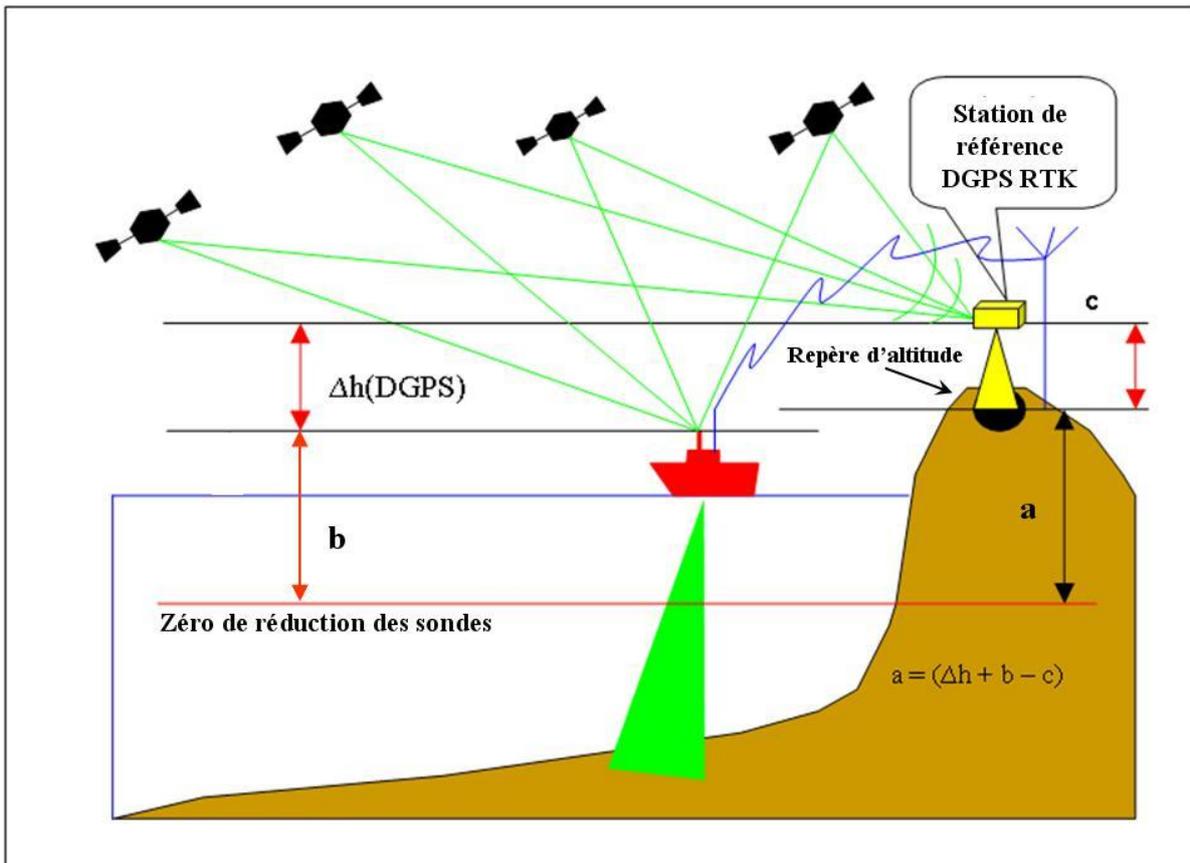


Fig. 7.10 « Mesures d'altitudes ellipsoïdales en mode RTK »

Si les altitudes sont mesurées par DGPS/RTK, les modélisations de la relation géoïde-ellipsoïde et de la marée doivent être réalisées impérativement avant d'entreprendre le levé en mode RTK.

Station de référence

Le système de positionnement par mesure de phase de la porteuse est semblable à celui par mesure de code. Le récepteur de référence, stationné sur un repère de coordonnées horizontales et verticales connues dans le système géodésique local, doit observer les pseudo-distances ainsi que les données de la porteuse de phase des satellites GPS ; ses équipements et ses caractéristiques comprennent :

- un récepteur bi-fréquence L1/L2 à porteuse modulée, utilisant la technique de cross-corrélation pendant la séquence de poursuite du code-P crypté ;
- un récepteur GPS mobile avec son antenne, ses câbles et son processeur rapide et une liaison radio supportant une fréquence de mise à jour d'au moins une seconde ;
- la mise en station est la même que pour le DGPS à mesure de code ;
- le processeur calcule les pseudo-distances et les corrections de phase de la porteuse. Il transmet les données au récepteur mobile par la liaison radio ;
- les corrections sont codées au format RTCM SC 104 version 2.1 (CMR).

Liaison radio

- le DGPS par mesure de phase nécessite une vitesse minimale de transmission de données de 4 800 bauds, qui diffère de celle du système à mesure de code qui n'est que de 300 bauds ;
- cette cadence élevée limite la couverture des systèmes de radiodiffusion à haute fréquence ;
- en revanche, les fréquences VHF et UHF sont bien adaptés à cette vitesse de transmission.

Équipement de l'utilisateur

La composition et les caractéristiques des équipements embarqués sont les suivantes :

- a. un récepteur bi-fréquence L1/L2 à porteuse modulée, équipé d'un processeur de levé de doute sur le nombre entier de longueurs d'ondes pendant que le navire fait route ;
- b. une antenne géodésique, qui réduit les effets des trajets multiples du signal GPS ;
- c. une liaison radio, pour recevoir les données de la station de référence;
- d. la fréquence de mise à jour par la station de référence doit être d'une seconde au moins ;
- e. les performances du DGPS avec mesure de phase (NMEA 183*) doivent permettre de naviguer en temps réel et d'enregistrer la position vraie du navire pour les besoins du levé.

Le mode RTK n'est pas conçu pour les levés situés au-delà de 20 km de la station de référence.

Lever de doute sur le nombre entier de longueurs d'ondes

- a. En mode RTK, un positionnement 3-D temps réel avec précision sub-décimétrique doit pouvoir être réalisé par le récepteur mobile ;
- b. la station de référence et les récepteurs mobiles doivent maintenir une liaison ininterrompue sur quatre satellites au moins (données GPS continues) ;
- c. si le nombre de satellites tombe en dessous de quatre, le lever de doute ne sera réactivé que quand le système aura rétabli une liaison continue sur un nombre suffisant de satellites ; le système fonctionnera en mode DGPS ou en mode autonome pendant l'interruption.

4.2 Mesures d'altitude (contrôle vertical) et étalonnage

4.2.1 Description générale

La connaissance du niveau de réduction des sondes est fondamentale pour tout levé bathymétrique. Il sera décrit dans les IT avec des détails sur les repères de nivellement. A défaut, il conviendra d'utiliser le zéro de la carte marine existante.

La décision d'établir un nouveau système de référence, ou de transférer un système de référence historique, doit être prise avec prudence. Toute référence nouvelle ou transférée doit être rapportée au système géodésique du levé et rattachée aux repères existants, ou nouvellement établis. Toutes les informations afférentes doivent être renseignées et soumises à l'établissement hydrographique de soutien. Une attention particulière doit être apportée aux levés fluviaux ou d'estuaires ; on pourra consulter à ce sujet le volume « *The Admiralty Tidal Handbook Volume 2* »*.

Les observatoires de marée sont implantés conformément aux prescriptions des IT. S'il s'agit d'un levé de réfection, ils doivent, si possible, réoccuper les anciennes positions et s'il y a plusieurs observatoires, ceux-ci ne doivent pas, dans tous les cas, être espacés de plus de 10 miles.

La manière d'accéder aux données utilisées pour créer les cartes cotidales est précisée dans les IT. Les cartes cotidales et d'isomarnage sont construites selon les procédures décrites au chapitre 5.

Les échelles de marées et les marégraphes pré-étalonnés doivent être installés aux emplacements choisis. Les échelles de marée seront rattachées au zéro des sondes par nivellement et un marquage sera réalisé pour les contrôles rapides ultérieurs. S'il n'y a pas déjà des repères de nivellement, 2 nouveaux repères au moins seront implantés, dont les détails seront notés dans la fiche de marée.

* NdT : Spécification pour la communication entre équipements embarqués, utilisée par le GPS.

* NdT : La France utilise les normes du SHOM (<http://www.shom.fr/>), et notamment la NR 2010-016 : Mesure des hauteurs d'eau

Une comparaison du marégraphe et des lectures à l'échelle de marée sera effectuée pendant une période de 25 heures pour caler le marégraphe sur le zéro des sondes et assurer son bon fonctionnement. Par la suite des contrôles réguliers seront effectués pendant le levé.

Un calcul de niveau moyen, basé sur 39 heures d'observations, sera effectué en début et fin de levé. En raison de l'influence des facteurs météorologiques quotidiens, un résultat situé à $\pm 0,3$ m du niveau moyen de l'annuaire des marées suffira pour confirmer la fiabilité de l'observatoire.

Quand un marégraphe permanent est utilisé, on vérifiera toujours par procédé indépendant que son calage correspond bien aux valeurs énoncées.

Les données marégraphiques doivent être contrôlées chaque jour pour s'assurer qu'elles satisfont aux normes des IT. Des observations continues doivent être réalisées, si possible pendant toute la durée du levé ; si ce n'est pas le cas, on s'assurera tout particulièrement en début et fin de travaux, au moyen des différences de temps des cartes cotidiales, que la période de sonde a bien été couverte.

4.2.2 Modélisation de la marée pour les levés en mode RTK

Conformément aux spécifications des IT, un zéro hydrographique (ou zéro des cartes), calé sur le niveau de la basse mer astronomique extrême (LAT) et éventuellement actualisé, sera défini dans la zone. Les sondes du levé lui seront rapportées, sans utilisation des marégraphes, grâce au mode RTK.

Les principales spécifications de cette méthode sont énoncées ci-après :

- a. des contrôles statiques à couverture étendue doivent être effectués dans la zone sélectionnée ;
- b. un nombre suffisant de marégraphes doit être implanté afin déterminer un zéro hydrographique basé sur une longue période d'observation ;
- c. des hauteurs d'eau GPS doivent être recueillies simultanément, afin de les comparer aux observations conventionnelles des marégraphes ;
- d. un nombre suffisant d'observations RTK doit être réalisé au mouillage, pendant des périodes de 25 heures, afin de constituer un réseau intermédiaire de référence dans la zone permettant de corréler les mesures GPS et les hauteurs d'eau marégraphiques conventionnelles et de détecter tout changement de hauteurs ellipsoïdales intervenant entre les stations RTK et les observatoires de marée, pendant un cycle complet de 28 jours ;
- e. un logiciel de traitement intégrant les modèles de géoïde et de marée (LAT), ainsi que le tirant d'eau du navire, doit être utilisé afin de rapporter les sondes à l'ellipsoïde.

La zone du levé doit être entièrement rattachée à l'observatoire du port de référence le plus proche, utilisé pour déterminer la basse mer astronomique extrême (LAT) de la région ; de plus, les hauteurs d'eau doivent être rapportées à une même référence de nivellement. L'ellipsoïde associé au GPS et la référence de nivellement locale doivent être utilisés dans toute la région du levé.

Méthodes de réduction de la marée

En définitive, deux méthodes de réduction de la marée peuvent être utilisées :

- a. la méthode traditionnelle, consistant à rapporter les sondes au zéro hydrographique de la zone (LAT) rattaché au réseau de nivellement géodésique, avec une tolérance compatible avec les normes de la S-44. En l'absence de courants, la surface locale de ce zéro est théoriquement parallèle à la surface géodésique de référence ;
- b. la technique d'altimétrie spatiale, consistant à rapporter les sondes à un zéro hydrographique (LAT), dont la hauteur ellipsoïdale a été déterminée par mesures GPS cinématiques.

La connaissance des hauteurs de l'ellipsoïde et de la station GPS de référence, utilisée pour mesurer les différences entre l'ellipsoïde et la surface du zéro hydrographique (LAT), permettent d'exécuter des levés hydrographiques en mode GPS cinématique, sans utiliser de marégraphes.

Station GPS permanente de référence

Une station GPS permanente de référence (Fig. 7.11), dont la hauteur d'antenne h_1 (négative dans le cas de la figure) aura été entrée dans le récepteur, sera implantée près du trait de côte pour les levés RTK des ports et chenaux d'accès. Si la station est déplacée, l'écart ΔH entre la base de l'antenne et le repère de référence, de hauteur ellipsoïdale h_2 , sera de nouveau déterminé et un nivellement géométrique sera effectué entre l'ancien et le nouvel emplacement.

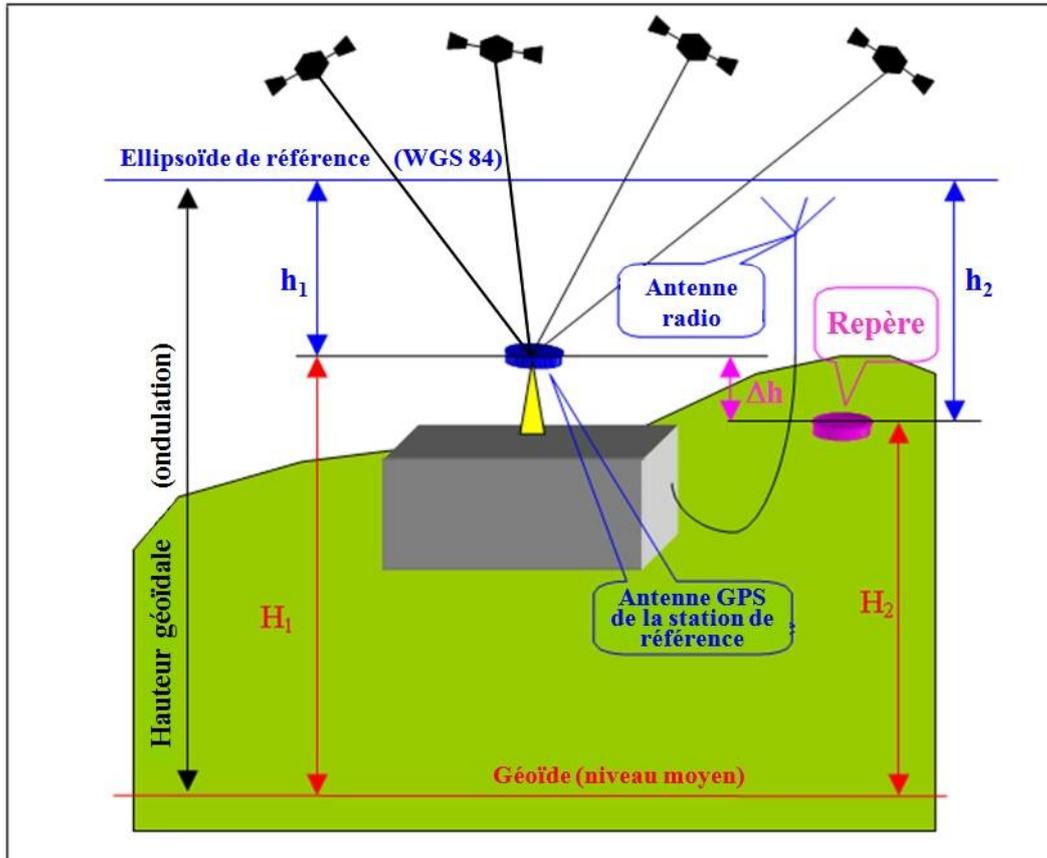


Fig. 7.11 « Station DGPS de référence dans un levé RTK »

- h_1 = hauteur ellipsoïdale de l'antenne GPS
- h_2 = hauteur ellipsoïdale du repère
- H_1 = hauteur orthométrique de l'antenne GPS
- H_2 = hauteur orthométrique du repère
- ΔH = écart entre la base de l'antenne GPS et le repère, mesuré par nivellement géométrique

Précision altimétrique résultante, en mode RTK

La précision absolue résultante du levé est estimée meilleure que 10 centimètres. Cette précision absolue concerne les sondes réduites au zéro hydrographique (LAT), rattaché au système de référence vertical. Avec un logiciel approprié, il est possible d'entrer avec les coordonnées des points du levé dans le modèle d'écart ellipsoïde-géoïde de la zone et de calculer les valeurs de séparation entre la référence géodésique locale et l'ellipsoïde WGS 84.

Mesures cinématiques temps réel à la mer

La hauteur du centre de phase de l'antenne GPS rapportée à la flottaison est la mesure la plus importante à réaliser à bord du navire hydrographique. Avec un navire stoppé, sa détermination est telle qu'indiquée à la figure 7.12 ; en route, sa valeur est modifiée par les mouvements de plateforme, mais l'accroupissement n'est pas corrigé car il affecte tout autant la profondeur du transducteur et la hauteur de l'antenne.

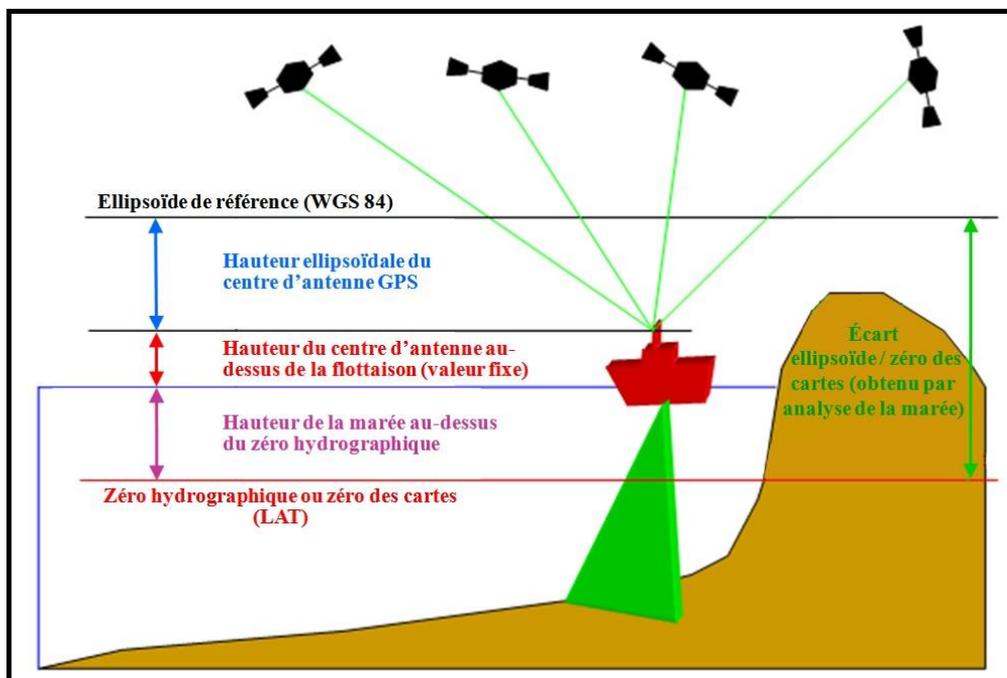


Fig. 7.12 « Mesures GPS cinématiques temps réel à bord d'un navire hydrographique »

Procédures de levé, tests et traitement

- a. Méthode traditionnelle :
 - i. un certain nombre de marégraphes, radar ou à ultrasons, doit être mis en œuvre et leurs données téléchargées pour produire des séries chronologiques référencées par leur numéro de station ;
 - ii. les données des marégraphes doivent être lissées entre elles pour éliminer les différences de temps observées dans la zone du levé ;
 - iii. l'erreur moyenne résultant de l'utilisation d'un marégraphe unique doit être évaluée ainsi que la distance maximale de validité des données en regard de la norme de la S-44 ;
 - iv. normalement, la distance séparant deux marégraphes ne doit pas dépasser le double de la distance de validité décrite au § iii précédent.
- b. Technique d'altimétrie spatiale par DGPS RTK à mesure de phase :
 - i. l'utilisation de marégraphes pendant le levé n'est pas requise ;
 - ii. une surface LAT doit être calculée par un logiciel adapté aux données marégraphiques ;
 - iii. le navire hydrographique doit être équipé d'un récepteur GPS mobile, capable d'appliquer les corrections OTF reçues de la station de référence ;
 - iv. les caractéristiques du navire hydrographique (assiette, tirant d'eau, accroupissement, etc.) doivent être obtenues à partir des observations d'attitude.

Les écarts dus à la marée observés par le GPS RTK doivent être testés au moyen d'un logiciel utilisant une matrice de différences ellipsoïde/LAT et un nombre suffisant de profils perpendiculaires doit être parcouru entre les emplacements des marégraphes les plus proches.

- c. Deux méthodes de traitement sont possibles :
 - i. la méthode traditionnelle n'utilise que les coordonnées horizontales du GPS et les sondes sont rapportées au LAT, par application des corrections de marée aux données brutes ;
 - ii. la méthode RTK fournit une mesure exacte des profondeurs comptées à partir de l'antenne GPS, sans observation de la marée. Les sondes GPS sont rapportées directement à la surface du LAT, déterminée par GPS cinématique. Quelques sondes choisies aléatoirement sur chaque profil doivent être comparées aux profondeurs réduites de la marée selon la méthode traditionnelle.

4.3 Observations environnementales

La direction et la vitesse du courant doivent être observées là où elles présentent de l'intérêt pour la navigation et où il apparaît qu'il n'y a pas déjà eu d'observations. Les caractéristiques des observations sont prescrites dans les IT, sachant que le Directeur technique peut décider d'effectuer des mesures supplémentaires s'il le juge nécessaire.

Les observations doivent être réalisées par conditions météorologiques normales, au moyen de courantomètres, de profileurs ou de flotteurs lagrangiens, à une profondeur adaptée à la moyenne des tirants d'eau des navires transitant dans la région ; elles peuvent être précisées dans les IT.

Dans les régions où le régime de marées semi-diurnes est prédominant, les observations doivent être effectuées en une seule période de 25 heures de vive-eau. Quand l'inégalité diurne est importante, 30 jours d'observations par courantomètre sont requis pour l'analyse harmonique. Si une telle durée n'est pas réalisable, les mesures doivent être néanmoins suffisantes pour couvrir les besoins des Instructions nautiques et des flèches de courant portées sur les cartes marines.

En complément des observations classiques, des renseignements plus qualitatifs seront recherchés auprès des pratiques, surtout s'ils affectent les petites bateaux ou les plaisanciers. Ils incluront les forces et les directions des courants de marée de vive-eau estimées le mieux possible. Dans les régions de fort courant, et particulièrement aux environs des bancs, plateaux rocheux et passages resserrés, des remous et tourbillons dangereux pour les petites embarcations peuvent se produire. La nature de ces phénomènes sera précisée pour les flots et les jusants d'équinoxe.

Des mesures initiales seront réalisées, afin de déterminer la variation spatio-temporelle de la célérité aux nœuds d'une grille couvrant méthodiquement la zone du levé. Ces données, et les autres paramètres d'environnement tels que la climatologie, les flux d'eau douce, les variations saisonnières et la topographie des fonds, détermineront la fréquence des relevés bathycélérimétriques. L'utilisation de capteurs en route, de flotteurs de subsurface et de capteurs de coque permettra d'éviter les observations statiques, mais les profondeurs rencontrées et les dimensions du navire peuvent limiter le déploiement de tels équipements.

Les mesures de célérité, dont on rappelle l'importance pour le SMF, seront effectuées aux intervalles synoptiques ou selon une périodicité définie par les IT ou par l'établissement hydrographique.

4.4 Préparation du plan de sondage

Description générale

La préparation du plan de sondage est résumée à la figure 7.13. Une fois la liste et les orientations des profils arrêtées, l'hydrographe doit être en mesure de déterminer sa position à tout instant.

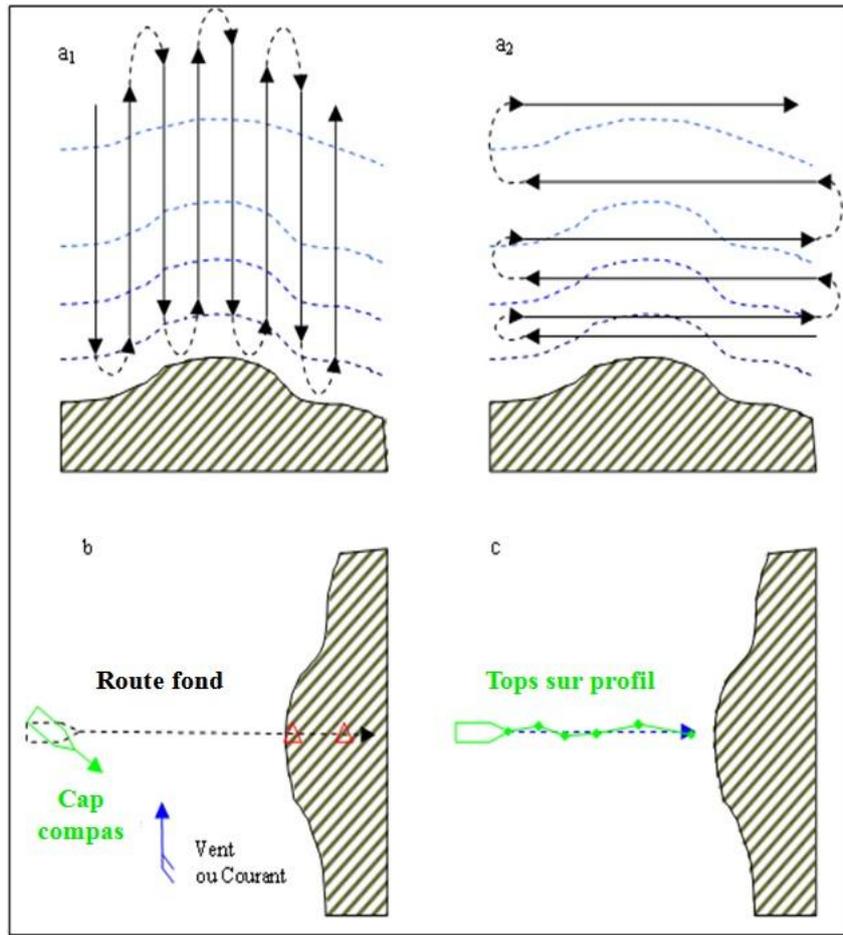


Fig. 7.13 « Plan de sondage et contrôle des profils suivis »

- Croquis a/ L'orientation et l'espacement des profils du sondage régulier sont définis en fonction de l'équipement utilisé. La préparation a_1 , caractérisée par des profils resserrés et perpendiculaires aux isobathes, s'applique aux sondeurs monofaisceaux tandis que la préparation a_2 , caractérisée par des profils espacés, parallèles aux isobathes et comportant un certain recouvrement, s'applique au SMF et au sonar latéral.
- Croquis b/ Suivi du profil tenant compte de la dérive due au vent et au courant.
- Croquis c/ Détermination du profil réellement suivi. La position du navire est calculée à chaque top et le profil suivi est présumé être la ligne brisée joignant les points.

Le positionnement continu par système de radiolocalisation traditionnel, associé à une table traçante ou à un indicateur gauche/droite, permet de corriger tout écart par rapport au profil choisi. De plus le tracé, faisant normalement apparaître les intervalles de temps, facilitera l'intégration des autres données. Les points à l'optique, par contre, sont des événements occasionnels et l'estime sera d'autant plus imprécise que l'intervalle entre deux observations consécutives est long. Pendant un levé portuaire, des observations au cercle, au théodolite ou avec une station totale sont effectuées à des intervalles de quelques secondes et les écarts par rapport au profil sont contrôlés par guidage ou toute autre méthode.

La cadence de tops des systèmes satellitaires ou de radiolocalisation moderne est d'une seconde ou moins et le positionnement continu injecté dans l'indicateur gauche/droite, ou dans le système d'acquisition automatique, permet de déterminer en temps réel la route et la vitesse fond du porte-sondeur, avec la précision du système de positionnement choisi.

Dans les levés de 25 km² ou moins, des balises acoustiques positionnées par méthodes conventionnelles peuvent être mouillées sur le fond et former un réseau utilisable conjointement avec le sondeur et le sonar latéral pour fournir le positionnement et le contrôle sur profil en continu.

Guidage optique

En positionnement optique, le profil suivi par le porte-sondeur est construit manuellement, avec des segments de droites reliant chaque point. La cadence des tops d'observation doit être adaptée à la vitesse du navire (approximativement tous les 3 ou 4 centimètres sur la projection de construction) de telle sorte que les erreurs d'interpolation sur la position soient graphiquement négligeables à l'échelle du levé. Le contrôle de la tenue de profil est normalement assuré indépendamment.

Pour un levé au large hors de portée optique, le suivi de profil sera assuré au compas, si possible gyroscopique, ce qui n'est satisfaisant que pour les levés à petite échelle, car il faut attendre d'avoir construit le point pour revenir sur le profil. Une méthode alternative de tenue de profil consiste à suivre un lieu circulaire ou hyperbolique fourni par un système de radiolocalisation traditionnel ou construit sur deux signaux visibles. Cette méthode est préférable au cap compas, mais peut s'avérer délicate pour les levés à grande échelle en raison de la courbure des lieux de position. De nos jours les techniques GPS ou de radiolocalisation sont exclusivement utilisées pour les sondages au large.

Les autres méthodes de suivi de profil optiques sont les suivantes :

- a. Profil sur alignement naturel – la direction du profil est matérialisée par l'alignement de deux détails de la côte, plus facile à suivre par l'homme de barre qu'un cap compas. Tout détail caractéristique peut être utilisé (buisson, clôture ou poteau, cabane ou partie de bâtiment, etc.). Pour offrir une sensibilité suffisante, les marques d'alignement doivent être espacées d'une longueur équivalente environ au tiers du profil.
- b. Profil sur alignement artificiel - mêmes principes que précédemment. Convenablement disposées, les marques artificielles sont plus faciles à suivre et conviennent notamment pour les levés à grande échelle d'une côte dénudée. Cette méthode est particulièrement utile pour les ports et les quais, quand des alignements à angles droits peuvent être construits pour matérialiser les profils et les traversiers à la précision requise.
- c. Prisme à 180° - cet instrument robuste et simple permet au barreur de visualiser simultanément des marques avant et arrière et de suivre un profil joignant des points situés sur les bords opposés d'un port ou d'une voie d'eau.
- d. Guidage à partir de la terre - l'orientation du profil à partir de la station guide ou du lieu fourni par la radiolocalisation est mesurée sur la préparation avec un rapporteur à alidade. Le profil est alors observé au théodolite ou au cercle par le guide, qui indique la tendance au porte-sondeurs en utilisant des signaux à bras, ou lumineux, ou radio. Quand le levé se déroule sur une voie d'eau, un bassin ou un mouillage, l'observateur à terre associe un détail de la rive opposée au profil suivi, ce qui lui permet de suivre à l'œil nu la progression du porte-sondeur.
- e. Profils en étoile - les profils à sonder sont construits radialement autour d'une marque à terre située au centre du maillage. L'homme de barre choisit des détails visuels (naturels ou artificiels) du côté opposé pour représenter l'extrémité des profils à sonder. Le même principe s'applique pour un guidage à partir de la terre à partir d'une station unique. Cette méthode est particulièrement bien adaptée aux sondages autour des caps et promontoires.

Guidage sur réseau de radiolocalisation

Le plan de sondage coïncide tout simplement avec les réseaux formés par les systèmes hyperboliques ou circulaires. Tout écart par rapport au profil du réseau guide ressort immédiatement et la position du navire est déduite de l'intersection avec le deuxième réseau. Avec les systèmes hyperboliques, les réseaux divergent ou convergent, mais les différences d'écartement sont généralement négligeables.

Des précautions seront prises néanmoins pour corriger les effets de cette dilatation, en ajustant l'écartement des profils ou en ajoutant des intercalaires, afin de respecter l'espacement requis. Un indicateur gauche/droite asservi au réseau guide aidera l'homme de barre à se maintenir sur le profil.

La plupart des fabricants de systèmes de radiolocalisation à courte et moyenne portée proposent une table traçante en sortie. Ce périphérique est particulièrement utile quand les profils ne correspondent pas aux réseaux, ce qui est souvent le cas pour les dragages ou les levés de conduites sous-marines. Le plan de sondage est introduit au préalable dans la table traçante, et le profil suivi est *plotté* par un porte-stylo. Les positions aux tops peuvent être *plottées* à titre de contrôle, mais il est plus courant de les noter séparément, car le traceur déforme souvent les réseaux qui apparaissent sous forme de grilles orthogonales dont les échelles sont rarement rigoureuses.

Suivi automatique de profil

Des diagrammes caractéristiques, représentant un système automatisé de navire hydrographique associé à un sondeur monofaisceau et à un SMF, ainsi qu'une configuration matérielle de vedette, figurent à l'appendice 4 du chapitre 7.

En général, les configurations matérielles des systèmes d'acquisition pour navire hydrographique et pour vedette sont identiques ; ils permettent d'acquérir, de contrôler, de gérer et de stocker les données au format numérique du levé, à partir des systèmes de positionnement et des différents capteurs (sondeurs vertical et multifaisceaux / sonar latéral). Les systèmes modernes comportent un dispositif de tenue de profil, par barre manuelle ou automatique, associé au plan de sondage.

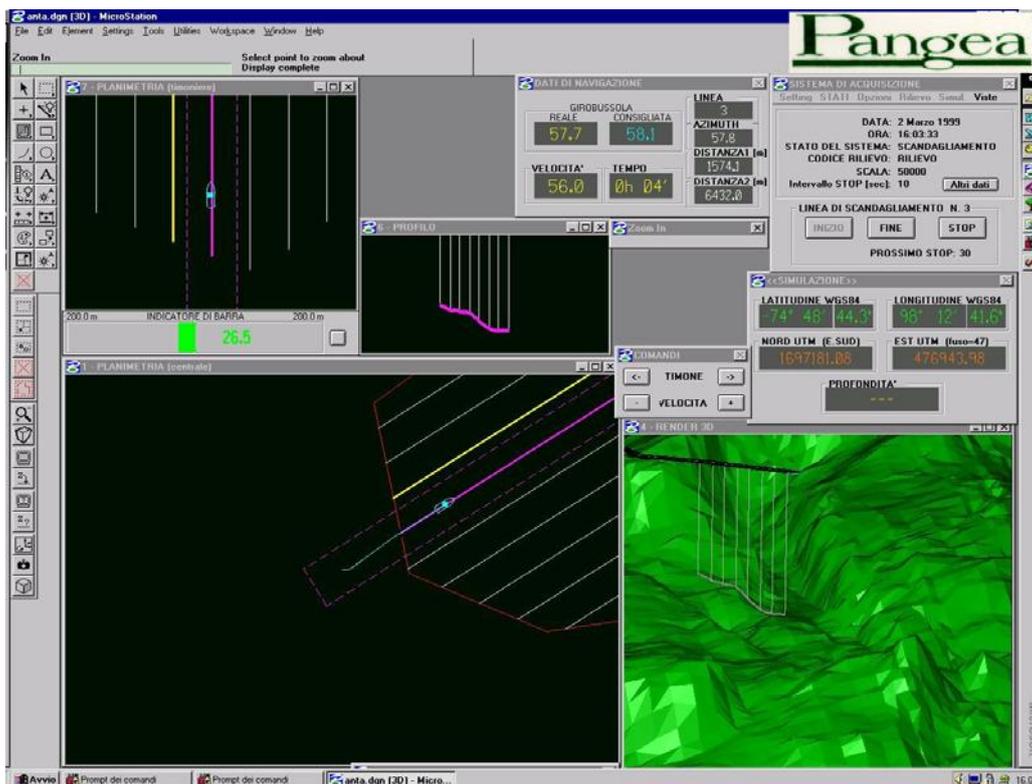


Fig. 7.14 « Copie d'écran de la console de l'homme de barre »

Les figures 7.14 et 7.15 représentent quelques images vidéo caractéristiques des informations présentées à l'homme de barre, à savoir :

- le profil de sonde géoréférencé suivi par le navire, avec mise à jour de la position en temps réel rafraîchie toutes les secondes ;

- b. un indicateur gauche/droite;
- c. les informations numériques gérées par le système d'acquisition (coordonnées, sondes, route et vitesse fond, cap, numéro de profil, tops, distances de début et de fin de profil, etc.).

Toutes ces informations permettent à l'homme de barre et à l'hydrographe chef de quart de maîtriser le processus de recueil de données sur profil, et d'assurer la couverture. Les notices de systèmes d'acquisition, qui sont toutes basées sur les mêmes concepts, contiennent les directives et procédures nécessaires au suivi automatique de profil.



Fig. 7.15 « Copie d'écran d'un système d'acquisition automatique »

4.5 Profils de vérification

Des profils, perpendiculaires si possible à la direction du sondage régulier, doivent être exécutés en début du levé, à différents stades de la marée, et par bonnes conditions de mer. Les informations recueillies par sonar latéral sur ces profils doivent permettre d'insérer dans le rapport particulier un commentaire relatif à l'étendue et la direction des rides de sable présentes dans la zone du levé.

Les sondes doivent être comparées, au fur et à mesure, aux points de croisement pour déceler les erreurs grossières, ou de modèle cotidal, ou les pannes d'équipements. Les écrans vidéo du SMF doivent être utilisés pour contrôler la répétabilité des mesures entre fauchées, la continuité de la couverture et les recouvrements. Des profils supplémentaires sont ajoutés pour boucher les trous.

4.6 Profils réguliers

Le type d'exploration au sonar latéral doit être spécifié dans les IT, avec le pourcentage de couverture et de recouvrement, et les critères de détection. Les limites de la zone à sonder doivent être comparées soigneusement à celles des autres levés récents afin d'éliminer les trous.

Lorsque le sondage et l'exploration au sonar latéral sont exécutés simultanément, l'équilibre doit être optimisé entre ces deux tâches, en évitant particulièrement les trous dans la couverture sonar, aussi

sera-t-il généralement nécessaire de subordonner la bathymétrie à l'exploration. Des profils sondeur supplémentaires seront exécutés pour préciser les isobathes et les contours critiques, dès que l'incertitude sera supérieure de 25% à l'espacement entre profils.

Une estimation *a priori* du budget d'erreur doit être établie et comparée aux spécifications du levé. Si des différences morphologiques significatives apparaissent ou si certains capteurs sont changés, cette estimation sera reprise et les nouveaux résultats seront utilisés comme base de comparaison.

L'espacement et la direction des profils réguliers, ainsi que la vitesse de sonde, seront définis en fonction des spécifications des IT. Les vitesses optimales et maximales seront déterminées en tenant compte des profondeurs rencontrées, ainsi que des cadences d'impulsions et des gammes des capteurs mis en œuvre. Selon qu'il s'agit d'un sondeur monofaisceau ou d'un SMF, les profils sont respectivement perpendiculaires ou parallèles aux isobathes, tandis que pour les sonars latéraux, ils doivent former un angle de 20° avec la direction du courant dominant. Dans les régions de forts courants de marée, un angle plus faible peut être adopté, afin de s'assurer que le poisson remorqué est bien dans l'axe de la route du navire.

L'orientation et l'espacement des sondages, au SMF exclusivement, seront prescrits par les IT selon les besoins des utilisateurs. L'espacement des profils, et les taux de couverture et de recouvrement entre fauchées, seront donc fonction des profondeurs, de la densité des données et des critères de détection des objets. Il est très probable que l'espacement entre profils variera dans la zone du levé, en particulier s'il y a des différences notables de profondeurs. Un suivi attentif des opérations permettra de s'assurer que les objectifs prescrits sont bien atteints.

L'intervalle entre les tops et les enregistrements sera déterminé en fonction de l'échelle du levé et du système d'acquisition de données.

Avec un sondeur monofaisceau, des profils supplémentaires perpendiculaires aux courbes de niveau et à un espacement standard seront exécutés, des fonds de 10 mètres jusqu'à la côte, afin de déterminer les isobathes 5 et 2 mètres et la laisse de basse-mer. Des profils supplémentaires seront également effectués parallèlement aux quais et jetées, à des distances de 2, 5 et 10 mètres.

Les sondages de dunes doivent être exécutés après des périodes de calme et de marées de morte-eau, quand les amplitudes des rides sont les plus grandes. Lorsque qu'une telle région est sondée de nouveau, les profils doivent être identiques aux précédents afin de détecter les changements.

Une attention particulière doit être accordée aux découvrants, en particulier pour les bancs isolés, les roches et les hauts-fonds, dont la position peut avoir une implication internationale en matière de délimitations. Les sondages des ports et mouillages doivent soigner la cotation des hauts-fonds et la délimitation des fonds malsains, impropres à l'échouage ou à l'ancrage des petits bateaux.

Les chenaux, routes recommandées et alignements en eaux resserrées doivent être explorés au sonar latéral, en veillant particulièrement à offrir aux grands navires qui les pratiquent un espace de manœuvre suffisant pour les points tournant et les changements de cap.

Des contrôles réguliers de performances du sonar latéral doivent être effectués, notamment :

- a. à la première mise à l'eau ;
- b. une fois par jour, dans les régions où les fonds ne présentent pas de traits marqués ;
- c. après un entretien ou une réparation ;
- d. après un changement de poisson ou d'aileron ;
- e. en cas de doute sur les performances.

S'il apparaît que la portée maximale n'est pas atteinte, par suite des conditions de propagation ou d'un mauvais réglage en atelier, les paramètres d'exploration devront être modifiés pour assurer une couverture complète.

Un magnétomètre doit être mis en œuvre concurremment, afin d'apporter une preuve supplémentaire de la présence éventuelle de métaux ferreux sur le fond ou enfouis.

Il est important de s'assurer que la couverture a été réalisée soigneusement, qu'elle ne comporte pas de trous et que chaque objet remarquable ou obstruction artificielle a été localisé.

4.7 Recherches et profils supplémentaires

Les épaves dont l'existence est à confirmer, ou à réfuter, seront recherchées dans un rayon de 2,5 milles autour de la position présumée, qui peut s'étendre au-delà des limites prescrites par les IT, car la présence d'une épave en position approchée à l'intérieur d'une zone complètement hydrographiée n'est pas acceptable. Des profils supplémentaires devront donc être exécutés en dehors des limites du levé, afin de s'assurer de l'insonification complète de la zone de recherche, avec les recouvrements appropriés.

Lors des sondages effectués à proximité des champs d'hydrocarbures ou des aires de prospection, des précautions particulières seront prises pour respecter une distance de sécurité de 500 mètres autour des installations sur le fond et des zones de pose de pipelines, ou de remorquage d'engins.

Pour un objet en position approchée (PA), l'exploration devra être conduite selon 2 directions à angle droit et étendue à 2,5 milles au moins de la position cartographiée. Si la recherche dans la 1^{ère} direction avec un sonar latéral bien réglé est considérée comme suffisamment probante, on pourra envisager de se passer de la deuxième direction.

Les objets dont les positions ont été établies précédemment, mais qui n'ont pas été retrouvés, devront être recherchés minutieusement avant d'être réfutés. S'ils se trouvent dans la zone du levé, une exploration dans un rayon de ½ mille autour de la position connue, avec magnétomètre, sera considérée comme suffisante. Si la position géographique d'une épave confirmée par des levés précédents ne fait aucun doute, le rayon précité pourra être réduit. Un dragage mécanique pourra être envisagé.

Chaque contact sera examiné attentivement au sonar latéral et s'il est confirmé, sa position et sa cote minimale seront déterminées par une série de passes au sondeur vertical. Un minimum de quatre profils probants et croisés deux à deux sera nécessaire. Dans le cas d'une épave, deux de ces profils devront être parallèles à l'axe de l'épave et deux autres perpendiculaires.

Les caractéristiques de l'objet pourront être obtenues par sondeur, sonar latéral, magnétomètre, drague hydrographique, plongeur ou par une combinaison de ces moyens ; elles porteront sur :

- a. la position de l'objet ;
- b. sa cote minimale ;
- c. sa nature ;
- d. sa longueur, sa largeur et son orientation ;
- e. la profondeur, la longueur et l'orientation de la souille ;
- g. l'anomalie du champ magnétique.

L'étude de la liste d'épaves pourra aider à l'identification de l'objet, mais le rapprochement d'une épave récemment découverte avec celles du fichier devra être fait prudemment. Des confirmations de non-existence peuvent être encore nécessaires pour des positions portées sur les cartes. L'utilisation de

plongeurs peut être utile pour identifier les épaves et rendre compte de leur état et de leur attitude, ainsi que pour localiser les points hauts qui auraient échappé au sondeur ou au sonar latéral.

La cote minimale des épaves et obstructions devra être établie ; elle nécessitera dans certaines cas l'emploi d'une drague hydrographique, qui ne sera déployée qu'après détermination de sa position, dimensions, orientation et profondeur les plus probables, par sondeur ou sonar latéral. L'emploi d'une drague hydrographique* pourra être envisagé dans les circonstances suivantes :

- a. dans les cas spécifiques pour lesquels il est prescrit par les IT ;
- b. s'il apparaît que la cote la plus faible est inférieure à 40 mètres ;
- c. si les profondeurs autour de l'épave sont très différentes de celles portées sur la carte ;
- d. si un travail de démantèlement est intervenu depuis le dernier levé ;
- e. si les sonogrammes suggèrent la présence de mâts et de protubérances ;
- f. par fonds cartographiés comme malsains à l'intérieur d'une zone de mouillage ;
- g. par fonds évolutifs ou soumis à de forts courants de marée ;
- h. si la position de l'épave est très différente de celle de la carte.

On s'assurera que la zone entière entourant l'épave est draguée, même en plusieurs passes, et qu'il n'y a pas de trous. Un simple dragage des points hauts figurant sur le sonogramme n'est pas suffisant.

Une attention particulière doit être accordée aux profondeurs < 40 mètres où la cote minimale de toutes les remontées de fond doit être déterminée. Des profils intercalaires doivent alors être exécutés, sauf par fonds plats et monotones et si aucun danger n'a été détecté lors de la couverture complète au sonar latéral ou au SMF.

4.8 Observations diverses et complémentaires

Des natures de fond seront déterminées à intervalles réguliers dans toute la zone du levé et des échantillons supplémentaires seront recueillis sur tous les mouillages, bancs, monts sous-marins et hauts-fonds, en particulier par fonds instables, et dans les chenaux qui les séparent. 10% des échantillons environ seront conservés et remis en fin de levé.

Les échantillons sont normalement recueillis dans la zone avant de commencer les explorations au sonar latéral, afin d'associer une vérité-terrain aux sonogrammes et de permettre une interprétation plus précise de la texture des fonds.

Avant d'arriver sur les lieux du levé, toutes les marques de balisage fixes et flottantes, et autres aides à la navigation*, doivent avoir été identifiées sur les cartes à grande échelle et Livres des feux et des radiosignaux. En arrivant sur zone, toutes les aides cartographiées ou listées doivent être identifiées.

Chaque nouvelle aide à la navigation, fixe ou flottant, ainsi que toute marque susceptible d'avoir été déplacée par rapport à la carte ou à la liste, doit être repositionnée quand le flot et le jusant sont au maximum. Cependant, si l'emplacement des ancres ou du corps-mort est déterminée sans ambiguïté lors du sondage surfacique, il pourra être retenu comme position cartographiée.

Les informations suivantes relatives aux feux doivent être enregistrées :

- a. la hauteur du foyer ;
- b. les caractéristiques des feux et des signaux sonores ;
- c. les secteurs à éclats et occultés ;

* NdT : Les dernières dragues hydrographiques utilisées en France ont été déclassées vers 1990. Les missions hydrographiques françaises utilisent des plongeurs ou des UUV/ROV jugés plus performants.

* NdT : *Navaid* ou *ATON* en anglais professionnel courant.

- d. la forme et la couleur de la tour ;
- e. la forme et la couleur de la lanterne.

Des photographies en couleur de toutes les aides à la navigation doivent être prises pour inclusion dans les Instructions nautiques.

Les autorités portuaires doivent être consultées pour toute modification constatée, afin de déterminer si elle est permanente ou temporaire. Les détails des changements prévus doivent être recueillis.

Les informations relatives aux services radiomaritimes portuaires, y-compris de suivi du trafic (VTS, VTM, VTIS, etc.), aux stations de pilotage, aux aides radio à la navigation (incluant les radiophares aéronautiques, les stations radar, etc.), aux sémaphores (liaisons publiques, avis urgents aux navigateurs, météo marine, etc.), au SMDSM, aux procédures SAR, doivent être recherchées.

Chaque opportunité doit être saisie pour recueillir des détails sur les phénomènes naturels observés au cours du levé. De tels phénomènes incluent :

- a. la DSL, couche composée de plancton et des petits organismes dont se nourrissent les poissons. Certains d'entre eux ont des vessies natatoires qui réfléchissent les ondes sonores et peuvent affecter considérablement les sondeurs et sonars latéraux. Ce phénomène important doit être signalé dans le rapport particulier ;
- b. la bioluminescence, causée par des animaux marins allant de l'organisme microscopique jusqu'à d'assez gros poissons, calmars et méduses, est rencontrée plus fréquemment dans les eaux chaudes, et intéresse particulièrement les biologistes marins et les océanographes militaires. Ce phénomène important doit être signalé dans le rapport particulier ;
- c. les eaux décolorées, qui sont généralement reconnues comme étant d'origine biologique. Des prélèvements d'eau et des observations au disque de Secchi présentent un grand intérêt et doivent être exécutées ;
- d. la vie marine, qui doit être observée pour suivre les mouvements de baleines et autres mammifères marins, lesquels sont d'un grand intérêt pour la lutte ASM et les biologistes marins. La présence de pêcheurs dans la région du levé est importante, car les sons produits par les moteurs et les équipements de pêche affectent fortement les niveaux de bruit ambiant. De plus, la présence d'une flotte de pêche peut indiquer celle de grandes populations de poissons, dont les effets de dispersion sur les ondes sonores peuvent inhiber les performances des sonars. Ces observations doivent être incluses dans le rapport particulier.

5. DÉTERMINATION DU TRAIT DE CÔTE

5.1 Généralités sur le trait de côte

La détermination exacte du trait de côte et des caractéristiques de la côte est une tâche essentielle d'un levé hydrographique, car le navigateur doit souvent déterminer sa position par relèvements et distances par rapport aux promontoires et autres détails remarquables du littoral. Dans un levé hydrographique, le trait de côte repose généralement sur le niveau des plus hautes mers astronomiques.

Sauf pour les levés expédiés, le trait de côte doit toujours être déterminé à pied quand la nature du rivage le permet. De nombreux petits cours d'eau sont manqués par la méthode consistant à utiliser de petites embarcations longeant la côte et ne débarquant qu'ici et là.

Dans certains cas, des cartes terrestres basées sur des photographies aériennes récentes ou des images satellitales fourniront des données utilisables pour le tracé du trait de côte. Parfois la couverture aérienne sera exécutée spécialement pour un levé et une préparation topo spéciale sera réalisée à l'échelle appropriée, ce qui ne supprime pas pour autant la nécessité de parcourir la côte à pied.

Toute carte topo ou de couverture aérienne devra être vérifiée sur le terrain avant d'être utilisée pour les minutes d'écriture. Si de telles préparations ne sont pas disponibles, le trait de côte devra être topographié par les méthodes traditionnelles et les détails positionnés correctement à l'échelle du levé.

Même quand il utilise une carte terrestre ou une photo, l'hydrographe chargé de définir le trait de côte devra toujours tracer la laisse de basse mer le mieux possible et noter la nature de l'estran. La meilleure façon de déterminer la laisse de basse mer est par la bathymétrie, mais chaque portion de l'estran devra, si possible, être inspecté au moins une fois à basse mer, pour vérifier qu'aucun danger n'a été oublié. Ceci est particulièrement vrai quand le marnage est fort.

5.2 Détails à rechercher sur la côte

L'hydrographe devra exécuter les tâches suivantes :

- a. déterminer et positionner le trait de côte par les meilleures méthodes disponibles ;
- b. positionner et décrire toutes les structures REMARQUABLES pour le navigateur, et qui ne sont pas déjà positionnées ; vérifier que les amers et détails figurant sur les cartes et ouvrages ont été positionnés et décrits correctement, même s'ils se trouvent un peu à l'intérieur des terres ;
- c. positionner, décrire et reporter sur la carte tous les objets et détails du littoral susceptibles d'aider le navigateur à faire le point et à identifier le trait de côte. Pour les levés à grande échelle, cela inclura des détails mineurs, qui ne peuvent être qu'examinés à terre et de près ;
- d. mesurer et estimer les hauteurs de tous les détails, dont certains peuvent être décrits en termes généraux tels que « falaise rouge, basse, hauteur : 5 à 6 mètres » ;
- e. positionner toutes les îles et dangers visibles ; déterminer leurs hauteurs ; positionner également le balisage flottant (bouées non cartographiées) ;
- f. décrire la composition de l'estran entre les lasses de basse mer et de pleine mer et immédiatement au-dessus, en utilisant les symboles réglementaires sur la minute ;
- g. indiquer les lieux de débarquement ; positionner et décrire les brise-lames, les égouts et tout ce qui peut constituer un danger pour le débarquement. Positionner également les quais et jetées avec une description complète des types de construction, des profondeurs, des hauteurs de la dalle à marée haute et des aménagements disponibles ;
- h. recueillir les détails portuaires, tels que postes d'accostage et possibilités de ravitaillement. Ces informations sont destinées aux Instructions nautiques ;
- i. vérifier la toponymie. Les noms de lieux seront recueillis auprès de sources locales fiables et comparés aux toponymes figurant sur les cartes et publications existantes.

De plus l'hydrographe s'intéressera à la topographie à l'intérieur des terres, avec un niveau de détail qui dépendra du temps disponible, de l'échelle du levé et de l'existence d'informations recueillies par d'autres équipes ou par d'autres moyens, tels que photographies aériennes.

5.3 Détails intéressant les navigateurs

Détails/amers REMARQUABLES - Les marins utilisent les relèvements sur les sommets, les clochers, les cheminées, les moulins à vent, les mâts, les bâtiments permanents, etc. qui sont visibles du large à grande distance.

Amers importants – Comme précédemment, mais les amers sont visibles à proximité de la côte.

Caps, îles, détails au large - Les marins utilisent les relèvements tangents aux bords droits et gauches, les sommets de falaises verticales, etc.

Aménagements portuaires – Les dimensions et hauteurs des jetées, orientations et profondeurs le long des quais, types de constructions, postes d'accostage et de mouillage, ports de plaisance, clubs de voile, marinas, postes de ravitaillement en carburant, etc. seront recueillis.

Principaux détails terrestres :

- a. objets naturels - sommets de collines, rivières, lacs, marécages, bois, contours, etc. ;
- b. objets artificiels - bâtiments, villes, mâts de pavillons, routes, voies ferrées, usines, etc. ;
- c. contours – doivent être suffisants pour représenter le relief et les formes de la région côtière ;
- d. nature de l'estran et topographie du rivage proche, afin d'aider à l'identification et au choix des plageages.

Feux - Les détails des Livres des feux doivent être vérifiés sur le terrain.

Instructions nautiques - Description exhaustive de la côte et des installations portuaires.

5.4 Topographie

Lorsque des cartes topographiques récentes, des photographies ou des couvertures aériennes sont disponibles, celles-ci doivent être vérifiées soigneusement sur le terrain et les différences commentées.

La topographie représentée sur les cartes à grandes échelles doit être aussi vérifiée sur le terrain pour mettre à jour les détails normalement non représentés et qui sont invisibles sur les photos aériennes, en prêtant une attention particulière aux détails côtiers, tels que balises, mâts de pavillons, brise-lames, etc. Les objets cartographiés qui n'existent plus doivent être supprimés, en utilisant de préférence une carte marine renseignée, qui sera jointe au dossier du levé.

Aucun détail topographique ne sera porté sur les minutes sans avoir été contrôlé sur le terrain, ou que son existence et sa position sur la carte, ou la couverture aérienne, aient été confirmées. Les détails nouveaux doivent être inclus ; ceux qui proviennent d'autres sources, et qui sont jugés corrects par l'hydrographe, peuvent être transférés sur les minutes afin de fournir une représentation plus complète et équilibrée, mais ils doivent être insérés avec soin afin d'éviter toute mise en cause de leur authenticité.

S'il n'existe aucune carte récente ou photographie aérienne, tout détail topographique utile au navigateur sera déterminé avec précision et porté sur la minute. En particulier, tous les détails utilisés pour faire les points par relèvements ou par radar doivent être reportés, si possible, avec leurs coordonnées. À moins de disposer de temps et de ressources, il est inutile de gaspiller de l'énergie pour enregistrer un détail mineur qui n'intéresse pas le marin, ou qui n'est pas visible de la mer.

Tout changement constaté doit être signalé.

5.5 Détermination de la laisse de basse mer

La laisse de basse mer le long des côtes, des îles et de tous les découvrants, sert en général à la délimitation de la mer territoriale et des lignes de base associées. Elle doit être déterminée avec soin car elle est très importante pour les zones de pêche, les règlements pour la prévention de la pollution ou l'autorisation d'extraction de granulats, ainsi que pour les frontières internationales. Les hydrographes doivent, par conséquent, lui apporter une attention particulière, même si elle présente peu d'intérêt pour le navigateur.

Sauf en cas d'instructions contraires, le levé d'une région comportant des découvrants sera considéré comme incomplet si la laisse de basse mer n'a pas été délimitée convenablement.

5.6 Hauteurs des détails topographiques

Tous les détails topographiques situés sur la côte, et en particulier les îlots ou rochers découvrants, doivent être cotés, même si leur hauteur est faible. Si un sommet n'est pas visible, la hauteur de la canopée ou des îles sera appréciée et notée. La hauteur de tous les grands objets artificiels tels que mâts, cheminées, etc. doit être déterminée.

Les hauteurs des falaises et leurs couleurs, si elles sont remarquables, doivent être notées.

Les altitudes des objets doivent être rapportées au niveau moyen (ou à son équivalent), et si ce n'est pas réalisable, leur hauteur au-dessus du sol peut être indiquée. Dans certains cas particuliers, ou pour les levés de voies d'eau, la référence verticale peut être exprimée par rapport à l'environnement.

5.7 L'estran

Lors du levé de l'estran, le souci principal est de déterminer la position de tous les dangers qui ont pu être omis lors du sondage régulier, tel que les affleurements rocheux ou les obstructions artificielles. Les objets situés en deçà de la laisse de basse mer doivent être positionnés, tels que les canalisations ou câbles visibles sur l'estran, qui se prolongent en mer et peuvent présenter un danger pour les mouillages. Et en définitive, la nature superficielle de l'estran doit être notée.

5.8 Calque de superposition du trait de côte

Un calque de superposition du trait de côte correctement préparé doit comporter :

- a. le titre du levé, la référence des IT, l'échelle, le nom de la mission hydrographique* et toute autre identification supplémentaire ;
- b. les positions de tous les amers à utiliser ;
- c. les attentes du carroyage géographique et de la projection, cerclées à l'encre et avec les valeurs numériques pour 2 d'entre elles au moins ;
- d. une échelle graphique ;
- e. les méridiens et la déclinaison magnétique ;
- f. une note sur la valeur de l'erreur graphique, qui est de 0,2 mm sur le papier quelle que soit l'échelle (soit 2 m à 1:10 000).

5.9 Utilisation des préparations photographiques aériennes

Une mosaïque de la région côtière, dans les limites du levé hydrographique, sera parfois préparée à partir des photos aériennes par l'établissement hydrographique lorsque :

- a. la topographie est ancienne, de mauvaise qualité ou même inexistante ;
- b. les détails hydrographiques, par exemple les hauts-fonds, sont insuffisamment ou non représentés sur les cartes topographiques alors qu'ils apparaissent sur les photographies ;
- c. les découvrants peuvent être définis précisément et efficacement par la photogrammétrie.

Quand une préparation photographique aérienne a été fournie à l'appui des IT, la procédure suivante pourra être adoptée :

- a. la préparation sera entièrement vérifiée *in situ* pour les erreurs de photo-interprétation, de formes et de positions. Les difficultés rencontrées dans la compilation et les contradictions avec les données existantes seront mises en évidence dans le rapport qui accompagne la préparation et une attention spéciale sera accordée à la résolution de ces différences ;

* NdT : ou du navire hydrographique, pour les pays organisés ainsi.

- b. les données qui n'ont pas été contrôlées sur le terrain ne doivent pas être reportées sur la minute de topographie. On notera que le trait de côte dérivé des photographies aériennes coïncide rarement avec le zéro de la carte, surtout dans les régions comportant des plages faiblement inclinées, et il peut être nécessaire de le corriger avant de l'insérer sur la minute ;
- c. les modifications à apporter à la préparation photo doivent être indiquées en rouge sur une copie de cette dernière ;
- d. si cette action est prescrite, la position des points de contrôle du levé aérien doit être piquée et renseignée au dos des photographies fournies avec la préparation.

Les couvertures aériennes sont très utiles pour la détermination du trait de côte, et leurs points de contrôle seront comparés au système de géodésique de référence, en ne perdant pas de vue que l'échelle des clichés doit être agrandie 4 ou 5 fois pour coïncider avec celle du levé et qu'en photogrammétrie, les erreurs verticales correspondent approximativement à 1/5 000 de l'altitude de vol tandis que les erreurs horizontales sont nettement plus faibles.

Quand la détermination du trait de côte est l'objectif recherché, des passes rectilignes parallèles au trait de côte seront programmées. Les recouvrements doivent inclure les points de contrôle et les vols doivent être effectués à marée basse.

Pour les levés à grande échelle (< 1:50 000) utilisant la photogrammétrie pour décrire le relief de la côte et les détails topographiques, un contrôle 3D supplémentaire sera requis. Les erreurs sur les coordonnées des points de contrôle doivent être inférieures à la moitié de celles de l'aérotriangulation.

Pour caler une bande par aérotriangulation, 4 points de contrôle planialtimétriques (3D) sont nécessaires. Des points de contrôle supplémentaires peuvent être ajoutés en milieu de bande.

Dans les vols plus complexes comportant un grand nombre de bandes parallèles, l'aérotriangulation permet de faire un ajustement par blocs. Le nombre de points de contrôle planialtimétriques sera alors de la forme $5 + 0,2M$, où M caractérise le modèle d'aérotriangulation. Des points de contrôle altimétriques supplémentaires peuvent être nécessaires dans les régions où une hauteur précise est requise.

Les levés à petite échelle (< 1:50 000) nécessiteront moins de points de contrôle, et pour certains d'entre eux, avec des coordonnées horizontales seulement. Il en va de même pour les images satellitales.

La photogrammétrie ou l'imagerie satellitale ne dispensent pas l'hydrographe de se rendre sur le terrain pour explorer la côte de manière exhaustive.

5.10 Méthode de topographie à pied pour la détermination du trait de côte

L'hydrographe répartit ses points d'observation par une méthode quelconque le long de la laisse de pleine mer, selon un espacement tel que tous les détails intermédiaires soient relevés sans ambiguïté. La place occupée sur le cahier dépendra, par conséquent, de la complexité du trait de côte.

Une séance classique de topographie à pied utilisant un cercle hydrographique et une perche de 3 mètres est représentée à la figure 7.16 ci-après. Les cahiers d'observations utilisés pour le positionnement par relèvements directs et inverses, ou combinant les deux méthodes, sont identiques. Noter que tous les angles et toutes les distances sont inscrits dans le cahier d'observations.

(Verso)

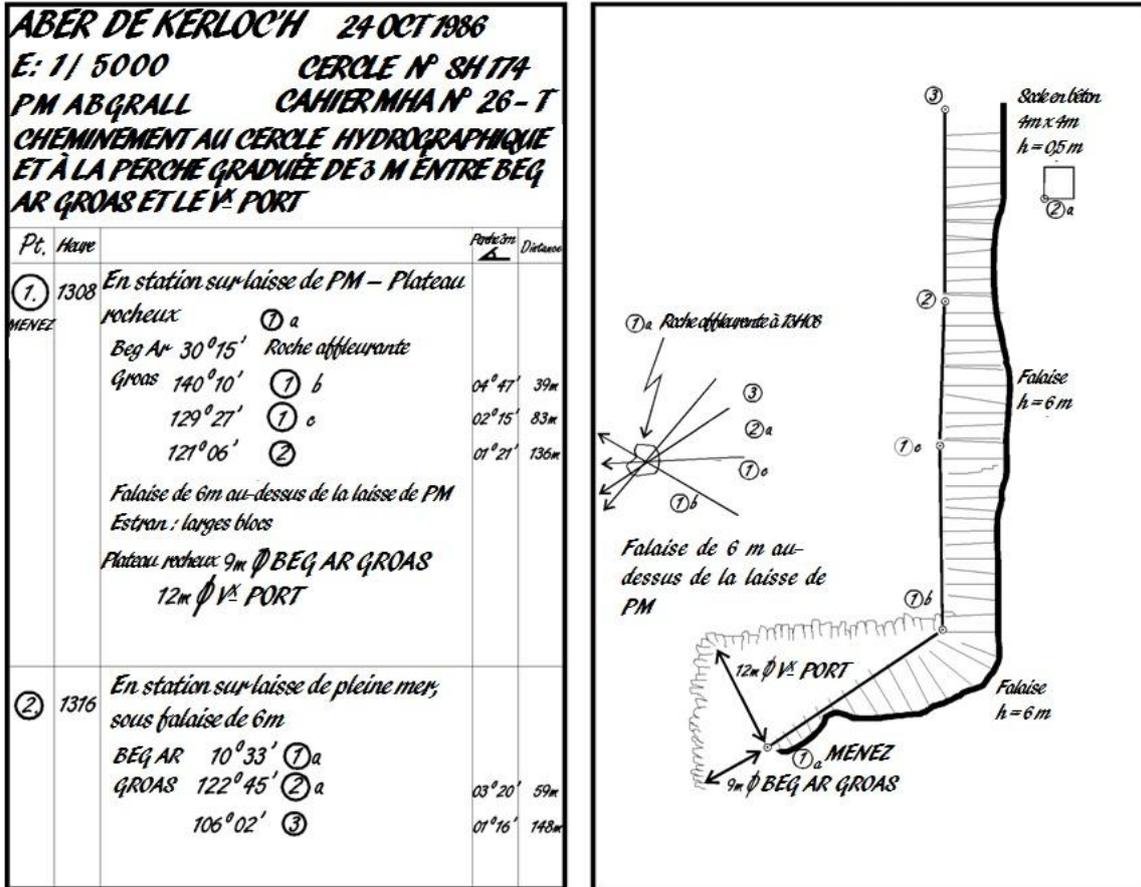


Fig. 7.16 « Cahier d'observations (détermination du trait de côte) »

5.11 Tracé du trait de côte

L'usage est de tracer le trait de côte directement sur un calque, en construisant les points observés par relèvements inverses ou par cheminement ; un graphique millimétré pourra aussi être utilisé. Les points tournants seront calculés et compensés avant d'être tracés, et les points de départ et de fermeture du cheminement seront piqués ; les autres détails de la côte seront tracés à la main.

La méthode graphique pour tracer un trait de côte est indiquée ci-dessous :

- Tracer à la « fourchette » les angles et distances. Il peut être plus pratique d'utiliser une grande règle Cras, un répartiteur, une pointe sèche et un crayon 4H bien taillé. Éviter l'emploi de « Ø » sur le graphique pour caler ces instruments. Les relèvements doivent être tracés plus longs que nécessaire et des piqûres d'épingle doivent être ajoutées le long de la règle et entourées afin de pouvoir être réutilisées. Ceci est important quand la référence est la visée arrière du cheminement, car la règle risque d'être trop courte si un seul point de calage est utilisé pour l'aligner. Si la fermeture est acceptable, le cheminement peut être compensé graphiquement. Si elle est trop grande, il faut suspecter une seule erreur grossière plutôt qu'une accumulation d'erreurs mineures, et le tracé doit être vérifié soigneusement avant de renoncer et de retourner sur le terrain.
- Les points intermédiaires, tangentes et visées, sont alors tracés à partir des points tournants corrigés ; une attention particulière doit être portée au calage de l'instrument sur les positions corrigées des repères arrière, marqués par des croix, afin de bien aligner le rapporteur.
- Les détails du trait de côte entre les points intermédiaires sont alors tracés à l'aide des croquis du cahier d'observation. Les photographies aériennes et les cartes existantes sont d'un grand secours, tout comme les informations notées en fin de profils par les équipes de sonde.

- d. Pour finir, le trait de côte sera tracé au Rotring en utilisant les couleurs et symboles de l'ouvrage 1-D (cf. publication S-4/INT1 de l'OHI). Dans le cas de falaises ou de côtes escarpées, le pied de la structure sera dessiné précisément, tandis que le sommet pourra être décalé pour permettre l'insertion du symbole. Des tolérances analogues sont nécessaires pour certains autres symboles, mais un soin particulier sera accordé aux détails apparaissant à marée basse, afin de s'assurer que la limite côté large est correctement représentée.

5.12 Rapport sur la détermination du trait de côte

Il sera rendu compte du levé de trait de côte conformément à l'appendice 5 de ce chapitre ; cependant quelques aspects parmi les plus importants sont détaillés ci-dessous :

- a. Rappeler l'objet du levé, en précisant s'il s'agit d'une mise à jour, d'une nouvelle carte ou d'une autre raison. Indiquer les autres sources d'informations utilisées en complément des observations faites par l'hydrographe sur le terrain ;
- b. fournir un bref résumé des méthodes utilisées et des mesures exécutées pour déterminer la position du trait de côte, y compris les points de contrôle de la couverture aérienne ;
- c. signaler toutes les difficultés particulières rencontrées et tout travail supplémentaire requis. Fournir une indication de l'échelle de temps requise avant qu'il soit nécessaire de répéter l'opération ;
- d. fournir une estimation des erreurs de coordonnées des objets et amers positionnés ;
- e. décrire tous les nouveaux points géodésiques avec indications sur leur durabilité ; actualiser l'information relative aux points géodésiques réoccupés et à leur état de conservation. Une collection complète de fiches géodésiques doit être établie ;
- f. les résultats obtenus seront commentés ; tous les tracés, photos, vidéos, enquêtes portuaires, échantillons et enregistrements seront listés et joints au dossier du levé ;
- g. les sources utilisées pour l'enquête de toponymie seront mentionnées ; les cartes récentes utilisées pour confirmer les noms de lieu seront jointes au dossier du levé ;
- h. le rapport particulier se prononcera sur le caractère exhaustif du levé et signalera les travaux complémentaires à envisager.

Comme pour tous les enregistrements du levé, les cahiers relatifs à la détermination du trait de côte seront contrôlés afin de s'assurer qu'aucune anomalie ne subsiste et que les résultats sont cohérents. Toutes les informations et données contenues dans le dossier du levé seront listées et vérifiées avec soin, de telle sorte que l'établissement hydrographique en ait une compréhension claire.

6. TRAITEMENT DES DONNÉES

Le soin et l'attention consacrés aux travaux sur le terrain doivent s'étendre à tous les aspects du traitement des données et à l'annotation lisible de toutes les informations originales utilisées pour produire les enregistrements finaux. La règle de base à respecter en compilant les enregistrements est qu'ils doivent être parfaitement intelligibles pour toute personne ayant une bonne connaissance de ce type de levé. Le conditionnement soigné, précis et concis, de toutes des données dans la forme prescrite est primordial. La terminologie doit être conforme au dictionnaire hydrographique S-32.

6.1 Bathymétrie

Avec le SMF, chaque écho du fond est fonction de la précision du temps de parcours et de l'angle d'incidence mesurés. Ces deux paramètres et le profil de célérité entrent dans les algorithmes de calcul qui convertissent les rayons sonores en sondes précises, positionnées correctement et en temps quasi-réel par rapport à la route.

Le volume de données acquises par le SMF est tel que, seule, une méthode de traitement surfacique est réaliste, tandis que dans le cas du sondeur monofaisceau, le traitement par profil individuel avec comparaison directe avec la bande de sonde, quand elle existe, est généralement le plus approprié.

Les systèmes satellitaires ont réduit le volume de constructions et de traitements *a posteriori*, cependant un contrôle de qualité soigné, et en temps réel, des sorties et des statistiques du système de navigation est essentiel pour assurer une précision de positionnement conforme aux normes fixées.

Des mesures de bathycélérité (CTD) seront effectuées à intervalles réguliers au cours du levé, en particulier si les observations continues de célérité ne sont pas acquises, ni appliquées en continu. L'intervalle entre les bathy sera déterminé en fonction de la dynamique temporelle et spatiale de l'environnement, telle qu'étudiée initialement, conformément au § 4.3.

Tous les algorithmes utilisés pour le traitement des données doivent être notés et cités dans le rapport particulier pour permettre à l'établissement hydrographique de le comprendre clairement. Les méthodes de lissage et les paramètres des filtres peuvent être détaillés dans les IT, ou standardisées dans les instructions du Service hydrographique, tout écart devant être explicité dans le rapport particulier. Les filtrages et lissages excessifs doivent être évités.

Les procédures de traitement et d'édition respecteront une démarche logique et passeront par une phase de contrôle claire, permettant à toutes les actions et paramètres d'être vérifiés et validés. Un robuste contrôle de qualité sera mis en œuvre pendant toute la durée des travaux ; il inclura une comparaison avec les levés antérieurs et leurs données validées, les cartes publiées, ainsi qu'avec les données récentes des levés adjacents. Un examen scrupuleux des intersections et des profils de vérification sera effectué, dont les résultats seront mis sous forme d'un graphique statistique. Toutes les différences supérieures à $\sqrt{2}$ fois le budget d'erreur de sondage devront être investiguées.

Les observations de marée et les lectures à l'échelle doivent être réduites au zéro des sondes de l'observatoire, tel que déterminé lors de l'installation. Tous les facteurs de concordance en temps et en amplitude doivent être appliqués pour réduire la marée observée aux valeurs dans la zone du levé.

Une comparaison du marégraphe et de l'échelle de marée doit être faite quotidiennement par lectures simultanées, après réduction au zéro des sondes, afin de s'assurer que l'observatoire a correctement enregistré la marée.

Les lectures réduites seront tracées et la courbe résultante comparée à la marée prédite, afin de vérifier la cohérence des données et le bon fonctionnement de l'observatoire. Sauf si la marée présente des singularités, les courbes peuvent être lissées ; les sauts importants ou répétitifs seront signalés dans le rapport particulier et le marégraphe sera contrôlé pour tout fonctionnement défectueux.

Quand on utilise un marégraphe automatique, les valeurs réelles seront comparées aux valeurs transmises pendant la période de 25 heures du calage initial, puis régulièrement pendant le levé.

La densité des sondages dépendra des dimensions des objets à détecter, lesquelles détermineront l'échelle du levé. Pour la sécurité de la navigation par petits fonds, on privilégiera les profondeurs moindres tandis que dans certains cas, on utilisera des profondeurs moyennes. Les IT et les objectifs recherchés par le Service hydrographique seront précisés dans les spécifications.

Les IT doivent préciser sous quelle forme les résultats du levé doivent être rédigés, y compris les intervalles des isobathes. On tirera profit des nombreux outils de visualisation disponibles pour faciliter la vérification et le contrôle de qualité du levé, et notamment :

- a. des tracés bathymétriques ;
- b. des isobathes ;
- c. des colorations automatiques de sondes et d'isobathes ;

- d. des surfaces 3D en couleur ;
- e. des effets d'ombrage et de niveaux de gris.

Si des ombrages 3D sont créés, ils doivent être observés dans deux directions perpendiculaires, afin de faire ressortir les anomalies ou artefacts nécessitant une investigation supplémentaire.

Tous les détails et profondeurs moindres doivent être comparés aux enregistrements du sonar latéral et le cas échéant, donner lieu à une investigation supplémentaire.

6.2 Classification des fonds

Les textures déduites des sonogrammes et des données de rétrodiffusion seront fusionnées dans une mosaïque automatique, ou manuelle, de nature de fond (minutes N). Dans les deux cas, l'interprétation sera corrélée avec la grille d'échantillons prélevés en début de levé.

Les premiers détails à rédiger comporteront les dunes de sable avec leurs hauteurs de crête, les positions et les hauteurs des obstructions, les débuts et fins d'affleurements rocheux, et les têtes de roche. Les textures seront délimitées et leurs détails comparés avec ceux des levés précédents.

Il pourra être nécessaire de prélever des échantillons supplémentaires du fond pour clarifier les textures complexes. Il conviendra alors de recueillir des échantillons additionnels en nombre suffisant pour confirmer la classification.

La qualité et l'exhaustivité de la couverture du sonar latéral sera appréciée au vu :

- a. de la minute de construction. L'examen révélera les trous de couverture causés par un mauvais suivi de profil ou une vitesse excessive. Ces trous devront être resondés ;
- b. des données de contrôle de qualité des profils qui indiqueront si la vitesse maximale de remorquage a été dépassée ; les zones de vitesse excessive devront être reprises ;
- c. les sonogrammes seront contrôlés afin de s'assurer que le poisson a été remorqué à la bonne immersion au-dessus du fond et que des données de bonne qualité ont été enregistrées. Les zones comportant des données suspectes seront reprises.

6.3 Détection des structures sous-marines

Les épaves ou obstructions artificielles dépassant du fond, sur le plateau continental, peuvent constituer un danger pour la navigation de surface ou sous-marine. Tous ces objets doivent être localisés, examinés et enregistrés.

Pendant l'exploration initiale, les sonogrammes seront examinés avec soin et tous les contacts susceptibles d'indiquer une obstruction seront repérés méthodiquement comme suit :

- a. numéro du profil exploré ;
- b. date et heure ;
- c. numéro du contact (attribué à courir durant le levé) ;
- d. détails du positionnement ;
- e. voie droite ou voie gauche ;
- f. distance oblique ;
- g. longueur de ligne filée (*layback* du poisson) ;
- h. hauteur du poisson au-dessus du fond ;
- i. évaluation du contact ;
- j. action requise (soit : investigation, profil intercalaire, *quick look*, rien).

Les profils magnétométriques et les sondes doivent être examinés avec soin pour fournir une preuve d'existence supplémentaire.

À la fin d'une recherche, les enregistrements doivent être contrôlés attentivement afin de s'assurer qu'elle a bien été conduite de manière exhaustive. On vérifiera notamment les points suivants :

- a. aussi longtemps qu'une épave, un fond malsain ou une obstruction, constitueront un danger pour la navigation ou une autre activité marine, ils devront être représentés sur les cartes ;
- b. tous les échos classés *non-sub* ou anomalies doivent être retrouvés, classifiés, positionnés et enregistrés. Leur dangerosité pour la navigation doit être confirmée ou infirmée ;
- c. il y a obligation de classer ou de réfuter chaque épave cartographiée, fond malsain, obstruction ou contact précédemment classé *non-sub*. Sauf si leur non-existence est démontrée sans équivoque, ils doivent être maintenus sur les cartes.

Le caractère conclusif des recherches de tous les objets détectés au cours des travaux est un élément important pour apprécier l'exhaustivité du levé.

6.4 Observations diverses et complémentaires

Quelle que soit la méthode de mesure utilisée, la validité et la cohérence des courants de marée observés pendant le levé doivent être évaluées. Les nouvelles observations doivent être comparées aux données de courants antérieures, si elles existent, pour assurer la continuité et l'uniformité ; à défaut, il convient de s'assurer qu'elles concordent avec les courants de marée ressentis durant le levé, qui peuvent être déduits des comparaisons entre les caps et vitesses surface et fond.

Normalement l'établissement hydrographique se charge d'analyser les mesures de courants destinées à figurer sur les cartes.

Les positions du balisage flottant doivent être établies à partir de la moyenne des observations de flux et de jusant, sauf si la position des ancrs ou corps morts est détectée lors des sondages surfaciques.

À titre de contrôle sommaire, la position et la description physique ainsi que les caractéristiques et secteurs de toutes les aides à la navigation, fixes ou flottantes, situées dans la zone du levé, doivent être comparés à ceux des cartes marines, des Livres des feux et des Instructions nautiques. Le positionnement de ces aides doit satisfaire aux normes de précision en usage.

Après vérification *in situ*, la liste finale des aides à la navigation doit être comparée exhaustivement à la liste originale établie à partir des documents précédents, conformément au paragraphe 4.8.

En accord avec ce même paragraphe, toute différence, confirmée par les autorités responsables et constatée par rapport aux données publiées, doit être signalée immédiatement par message ou courriel à l'établissement hydrographique et suivie par un avis.

Toujours conformément au § 4.8, les détails sur les fréquences radio portuaires recueillis pendant le levé doivent être comparés aux ouvrages de radiosignaux et aux Instructions nautiques.

Les détails relatifs à la vie marine, la bioluminescence et la DSL doivent être reportés. Les autres singularités, telles que cratères et lacs de saumure sous-marins, ainsi que les échantillons de sédiments, doivent être transmis, accompagnés d'une description des méthodes d'acquisition.

Si des fronts océaniques, des *eddies* ou ondes internes ont été investigués, les détails sur leurs positions et caractéristiques ainsi que sur les méthodes et capteurs utilisés doivent être fournis et commentés avec les conclusions qui ont été retirées.

6.5 Conformité avec la programmation

L'exhaustivité du levé et sa conformité aux IT et à la programmation doivent être appréciées. Les zones incomplètement hydrographiées, ou qui nécessitent une investigation complémentaire et où les spécifications n'ont pas été satisfaites, doivent être identifiées, et accompagnées de propositions de rectification des lacunes qui peuvent être dues à des contraintes matérielles ou à des circonstances extérieures. Les compléments de travaux recommandés doivent être soulignés, et des propositions doivent être formulées quant à la manière de procéder avec succès à l'avenir.

7. RÉDACTION FINALE

7.1 Le rapport particulier

Quand un dossier de levé est transmis à l'établissement hydrographique, il doit être accompagné d'un rapport rédigé sous une forme ou une autre, expliquant comment il a été constitué. Dans certains cas, comme pour les notes techniques, les propos peuvent être relativement brefs, mais dans la plupart des cas, le rapport particulier est au cœur du levé et doit en expliquer tous les aspects, et commenter toutes les données. Pour les levés bathymétriques conventionnels, le rapport est souvent subdivisé en deux parties, dont des exemples sont fournis à l'appendice 5 du présent chapitre.

Le rapport particulier est l'outil par excellence par lequel le Directeur technique approuve le contenu de TOUS les enregistrements d'un levé. C'est donc un document très important dont l'hydrographe doit soigner tout particulièrement la présentation. Il doit fournir un compte rendu clair et complet de la manière dont le levé a été exécuté, des résultats acquis, des difficultés rencontrées et de ses lacunes. La 1^{ère} partie s'attache en priorité à analyser les précisions obtenues et leur conformité aux IT et à la norme S-44 de l'OHI. La 2^{ème} partie contient un argumentaire technique destiné à soutenir les opinions exprimées en 1^{ère} partie. Il convient de garder à l'esprit qu'il est souvent aussi important de rapporter ce qui n'a pas été fait et pourquoi, que de dire ce qui a été fait et comment.

Un rapport bien fait peut simplifier les échanges ultérieurs entre l'établissement hydrographique et la mission, destinés à élucider les points non couverts par un rapport insuffisamment exhaustif. L'appendice 5 fournit à titre d'exemple un aperçu des pièces à transmettre et un format de compte rendu recommandé pour un levé bathymétrique. Pour les rubriques non applicables, il est utile d'insérer un bref rappel du genre « *Aucune mesure den'a été faite* ».

Le rapport particulier est une pièce aussi importante que les données elles-mêmes et il doit être rédigé et présenté avec autant de soin, de clarté et de précision. La forme sous laquelle il est établi et la procédure de transmission à l'établissement hydrographique varie selon les pays.

Le rapport particulier et les données associées doivent être transmis à l'établissement hydrographique où ils sont évalués et validés rigoureusement. La mission hydrographique conservera une copie complète des données transmises jusqu'à ce qu'il ait été répondu à toutes les questions posées. On ne doit pas perdre de vue que le rapport et l'ensemble des données validées sont archivés, et demeurent la source définitive des informations utilisées pour l'élaboration des futurs produits.

7.2 Expression des besoins

Les IT expliquent l'objet du levé et les principales attentes des clients. Les levés relatifs à la sécurité de la navigation, ou à la pose de câbles sous-marins et de pipelines, sont axés sur la bathymétrie tandis que la guerre des mines et l'archéologie privilégient la découverte d'objets, et l'environnement s'intéresse à la texture des fonds et à la colonne d'eau. Le Service hydrographique précisera les données à transmettre en fin du levé ainsi que le temps alloué.

7.3 Format et densité des données

La plupart des Services hydrographiques disposent de normes détaillées en matière de format et de densité de données. Les IT les moduleront en fonction des systèmes utilisés pour le levé ainsi que pour le contrôle et la validation des données ; elles stipuleront également les densités à adopter.

Les outils modernes de visualisation ont énormément facilité le travail de présentation numérique et graphique des données. Il faut veiller à ce que les vertus de prudence des hydrographes ne soient pas éblouies par une imagerie multicolore créée avec un minimum d'effort et d'interaction humaine.

7.4 Supports d'enregistrements

Les IT préciseront les supports à utiliser pour transmettre les données au client, à savoir, formats entièrement numériques ou minutes d'écriture. Les supports les plus couramment utilisés sont :

- a. les DVD ;
- b. les CD-ROM ;
- c. les supports audio-numériques de type *DAT tape* ;
- d. les minutes d'écriture sur Mylar, Cronaflex, etc.
- e. les enregistrements sur papier.

Quel que soit le support, une attention particulière sera accordée à la transmission et à la manutention pour s'assurer que les données parviendront à destination en bon état. De nombreuses données sont uniques et forment la base des mises à jour et de l'entretien des cartes marines jusqu'au levé suivant, qui n'interviendra probablement pas avant de nombreuses années. Ces archives font dorénavant partie du patrimoine national et doivent recevoir une protection permanente en rapport avec leur importance, car toute perte serait irremplaçable en termes de temps, d'efforts et de matériel.

ACRONYMES UTILISES AU CHAPITRE 7

AISM	Association internationale de signalisation maritime (IALA en anglais).
ATON	<i>Aid to Navigation.</i>
AUV	<i>Autonomous Underwater Vehicle</i> (type de robot sous-marin).
CTD	<i>Conductivity, Temperature, Depth</i> (sondages bathycélérimétriques, Sippican et assimilés).
CLOP	Lieu de position circulaire (<i>Circular Line of Positioning</i>).
CMR	<i>Compact Measurement Record.</i>
CTD	<i>Conductivity, Temperature, Depth.</i>
DGPS	GPS différentiel.
DOP	Affaiblissement ou dilution de la précision (<i>Dilution of Precision</i>).
DSL	<i>Deep Scattering Layer</i> , moins connue sous le nom de « Couche profonde diffusante ».
EGNOS	Service européen de navigation par recouvrement géostationnaire (<i>European Geostationary Navigation Overlay Service</i>).
EMQ	Écart moyen quadratique (RMS en anglais).
EPS	<i>Electronic Positioning System.</i>
ETRS89	<i>European Terrestrial Reference System 1989.</i>
GDOP	Coefficient d'affaiblissement de la précision (<i>Global Dilution Of Precision</i>).
HDOP	Dilution horizontale de la précision.
IN	Instructions nautiques.
IT	Instructions techniques.
ITRF	<i>International Terrestrial Reference Frame</i> (Repère international de référence terrestre).
LOP	Lieu de position (<i>Line of position</i>).
MSK	<i>Minimum-shift keying</i> (type de modulation numérique par déplacement de fréquence à phase continue).
NMEA	<i>National Marine Electronics Association.</i>
OTF	<i>On the Fly</i> (technique GPS de positionnement à la volée).
PPS	<i>Precise Positioning Service.</i>
PRC	<i>Pseudo-range correction.</i>
QC	Contrôle de qualité.
RMS	<i>Root Mean Square.</i>
ROV	<i>Remotely operated vehicle.</i>
RTCM	<i>Radio Technical Commission for Maritime Services.</i>
RTK	<i>Real Time Kinematic</i> (Cinématique temps réel).
SAASM	<i>Selective Availability Anti-Spoofing Module.</i>
SAR	<i>Search & Rescue</i> (recherche et sauvetage en mer).
SEP	<i>Spherical Error Probable.</i>
SMDSM	Système mondial de détresse et de sécurité en mer.
SMF	Sondeur multifaisceaux.
SPS	<i>Standard Positioning Service.</i>
USACE	<i>United States Army Corps of Engineers.</i>
UUV	<i>Unmanned Underwater Vehicle.</i>
VTM	<i>Vessel Traffic Management.</i>
VTIS	<i>Vessel Traffic Information System.</i>
VTS	<i>Vessel Traffic Services</i> ou <i>Vessel Traffic System.</i>
WAAS	<i>Wide Area Augmentation System</i> (système de renforcement à couverture étendue).

RÉFÉRENCES

Édition 1/04 2004	<i>Hydrographic Quality Assurance Instructions for Admiralty Surveys</i>	Service hydrographique du Royaume-Uni (UKHO)
17 ^{ème} édition 1996	<i>General Instructions for Hydrographic Surveys</i>	Service hydrographique du Royaume-Uni (UKHO)
11 ^{ème} section 1968	<i>Admiralty Manual of Hydrographic Surveying Volume 1</i>	Service hydrographique du Royaume-Uni (UKHO)
1969 à 1973	<i>Admiralty Manual of Hydrographic Surveying Volume 2</i>	Service hydrographique du Royaume-Uni (UKHO)
PP24 (1 ^{ère} & 2 ^{ème} partie) 1987	<i>The Use of Side-scan Sonar for Hydrographic Surveying and the Gathering of Bottom Texture Information</i>	Service hydrographique du Royaume-Uni (UKHO)
5 ^{ème} édition – 1994	<i>“Dictionnaire hydrographique” S-32</i>	Organisation hydrographique internationale, Monaco
5 ^{ème} édition – 2008	<i>“Normes de l’OHI pour les levés hydrographiques” S-44</i>	Organisation hydrographique internationale, Monaco
1 ^{er} janvier 2002	<i>EM 1110-2-1003 “Hydrographic Surveying”</i>	U.S. Army Corps of Engineers, Department of the Army, Washington.
1 ^{er} juillet 2003	<i>EM 1110-1-1003 “NAVSTAR Global Positioning System Surveying”</i>	U.S. Army Corps of Engineers, Department of the Army, Washington.
4 ^{ème} édition 4 juillet 1976	<i>“Hydrographic Manual”</i>	Melvin J. Umbach Rockville, Md. U.S. Department of Commerce National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA) National Ocean Service (NOS)
Mars 2003	<i>NOS Hydrographic Surveys “Specifications and Deliverables”</i>	U.S. Department of Commerce National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA) National Ocean Service (NOS)

A.A. 2002/2003	<i>“Lezioni di Idrografia teorica ed operativa”</i>	Luigi Sinapi Naples
1976	<i>“Electronic Surveying and Navigation”</i>	Simo H. Laurila John Wiley & Sons, Inc New York (USA)
Janvier 1983	<i>“Electronic Surveying in practice”</i>	Simo H. Laurila John Wiley & Sons, Inc New York (USA)
1991	<i>“Radionavigation system”</i>	Börje Forssell Prentice Hall International (Royaume-Uni) Ltd
Juillet 1974	<i>“Sea Surveying”</i>	Alam E. Ingham John Wiley & Sons, Inc New York (USA)

BIBLIOGRAPHIE

Édition 1/04 2004	<i>Hydrographic Quality Assurance Instructions for Admiralty Surveys</i>	Service hydrographique du Royaume-Uni (UKHO)
17 ^{ème} édition 1996	<i>General Instructions for Hydrographic Surveys</i>	Service hydrographique du Royaume-Uni (UKHO)
11 ^{ème} section 1968	<i>Admiralty Manual of Hydrographic Surveying Volume 1</i>	Service hydrographique du Royaume-Uni (UKHO)
1969 to 1973	<i>Admiralty Manual of Hydrographic Surveying Volume 2</i>	Service hydrographique du Royaume-Uni (UKHO)
PP24 (1 ^{ère} & 2 ^{ème} partie) 1987	<i>The Use of Side-scan Sonar for Hydrographic Surveying and the Gathering of Bottom Texture Information</i>	Service hydrographique du Royaume-Uni (UKHO)
PP25 1990	<i>The assessment of the Precision of Soundings</i>	Service hydrographique du Royaume-Uni (UKHO)
1998	<i>“La georeferenziazione delle informazioni territoriali”</i>	Luciano Surace Estratto dal "Bollettino di geodesia e scienze affini"
Prima Edizione – 2000	<i>“GPS Principi Modalità e Tecniche di Posizionamento”</i>	A. Cina Celid
Prima Ristampa – 2001	<i>“Topografia”</i>	L. Costa Cooperativa Libreria Universitaria – Gênes
Terza Edizione – 1949	<i>“Manuale di Idrografia per la costruzione delle carte marine</i>	Manoia G. Romagna Accademia Navale di Livorno
II 3100. Quinta Edizione – 1992/Prima Ristampa – 1998	<i>“Manuale dell’Ufficiale di Rotta”</i>	Istituto Idrografico della Marina, Gênes
NorMas FC 1028 Seconda Edizione – 1978	<i>“Norme di Massima per i Rilievi Idrografici”</i>	Istituto Idrografico della Marina, Gênes
5 ^{ème} édition – 1994	<i>“Dictionnaire hydrographique” S–32</i>	Organisation hydrographique internationale, Monaco
4 ^{ème} édition – 1998	<i>“Normes de l’OHI pour les levés hydrographiques” S–44</i>	Organisation hydrographique internationale, Monaco
29 avril 1998	<i>“Normes de l’OHI pour les levés hydrographiques” Supplement to S–44 Draft enclosed in letter IHB File N. S3/7198</i>	Organisation hydrographique internationale, Monaco
1 ^{er} janvier 2002	<i>EM 1110-2-1003 “Hydrographic Surveying”</i>	U.S. Army Corps of Engineers, Department of the Army,

		Washington.
1 ^{er} juin 2002	<i>EM 1110-1-1004 "Geodetic and Control Surveying"</i>	U.S. Army Corps of Engineers, Department of the Army, Washington.
1 ^{er} juillet 2003	<i>EM 1110-1-1003 "NAVSTAR Global Positioning System Surveying"</i>	U.S. Army Corps of Engineers, Department of the Army, Washington.
31 août 1994	<i>EM 1110-1-1005 "Topographic Surveying"</i>	U.S. Army Corps of Engineers, Department of the Army, Washington.
4 ^{ème} édition 4 juillet 1976	<i>"Hydrographic Manual"</i>	Melvin J. Umbach Rockville, Md. U.S. Department of Commerce National Oceanic and Atmos- pheric Administration (NOAA) National Ocean Service (NOS)
Mars 2003	<i>NOS Hydrographic Surveys "Specifications and Deliverables"</i>	U.S. Department of Commerce National Oceanic and Atmos- pheric Administration (NOAA) National Ocean Service (NOS)
A.A. 2002/2003	<i>"Lezioni di Idrografia teorica ed operativa"</i>	Luigi Sinapi
1976	<i>"Electronic Surveying and Navigation"</i>	Naplesi Simo H. Laurila John Wiley & Sons, Inc New York (USA)
Janvier 1983	<i>"Electronic Surveying in practice"</i>	Simo H. Laurila John Wiley & Sons, Inc New York (USA)
1991	<i>"Radionavigation system"</i>	Börje Forssell Prentice Hall International (Royaume-Uni) Ltd
Juillet 1974	<i>"Sea Surveying"</i>	Alam E. Ingham John Wiley & Sons, Inc New York (USA)

APPENDICE 1

CHECK-LIST DE PLANIFICATION ET D'ESTIMATION DE LA DURÉE D'UN LEVÉ

1^{ÈRE} PARTIE

TRAVAUX PRÉALABLES

1. Le système de positionnement peut-il être étalonné et validé sur zone ? A défaut, procéder à l'étalonnage le plus près possible de la zone à lever.
L'envoi d'une équipe de reconnaissance est-il envisageable ? Si oui, le temps consacré à l'étape 3 sera réduit.
 2. Heure estimée de départ du port de base avancé :
Durée du transit en heures :
Des mesures en transit sont-elles requises ? Oui/Non
Heure estimée d'arrivée sur zone :
NB : Prévoir du temps pour les tests et réglages des instruments pendant le transit.
 3. Reconnaissance et liaisons locales ; étalonnage du système de positionnement, si nécessaire :jours
Les observatoires de marée peuvent-ils être installés concurremment ? Dans l'affirmative, annuler l'étape 4.
 4. Implantation des observatoires de marée jours
 5. Établissement d'un réseau géodésique suffisant, avec observations GPS si nécessaire, et installation des aides à la navigation pour commencer les travaux avec le navire/les vedettes. Cette opération peut-elle être exécutée simultanément avec les étapes 3 ou 4 ? Dans l'affirmative, annuler l'étape 5.
 6. Étalonnage du système de positionnement dans les limites de la zone à lever.
Nombre de stations :
Durée par station : Total :heures
Durée des déplacements entre stations :heures
Total : /24 jours
 7. Acquisition des premières mesures de célérité dans la zone de levé. Cette opération peut-elle être combinée avec l'étalonnage du système de positionnement ? Dans l'affirmative, annuler l'étape 7. jours
- TOTALjours A*

3^{ÈME} PARTIE**TRAVAUX À LA MER HORS-SONDAGES**

Nombre de prélèvements :..... x temps par prélèvement :minutes/60heures
Distance entre les échantillons :.... milles x Nb de stations/vitesse.....nœudsheures
Sous-total / nombre v d'heures productives par jourjours D*
Nombre d'épaves nécessitant un dragage :.../durée moyenne d'un dragage :.....jours
Total partieljours
Nombre d'épaves nécessitant une investigation..... x temps par investigation :.....heures
Temps de transit entre épaves..... heures x Nb de transitsheures
Total / nombre v d'heures productives par jourjours D*
Total partieljours
Idem pour les réfutations (non-existence)	Total partieljours
	TOTALjours E*
Nombre de stations de courantométrie :..... x temps passé sur station/ v :jours
Temps de transit entre stations :..... heures x Nb de transits/ vjours
	TOTALjours F*
Idem pour les marques de balisage flottant à positionner (par flot et jusant) :	TOTALjours G*
Idem pour les autres observations (vues de côte, etc.) :	TOTALjours H*
Σ des temps de travail à la mer (B* à H*)	TOTALjours I*

N.B. Si des vedettes sont utilisées pour certaines de ces tâches, le total sera réduit en proportion. Noter qu'une journée de travail productive pour une vedette dépasse rarement 6 heures. S'il y a plus d'un navire ou d'une vedette disponibles, la pratique consiste à attribuer des secteurs de travail à chacun, en ménageant un recouvrement convenable entre secteurs à des fins de comparaison. Chaque unité applique alors sa propre planification dans son secteur.

4^{ÈME} PARTIE**TRAVAUX À TERRE**

En plus du contrôle préalable du réseau géodésique, les travaux suivants doivent être pris en compte :

Densification du canevas géodésiquejours
Positionnement de détails topographiquesjours
Nombre de km de trait de côte à déterminer :...../Nb de km par jour :jours
TOTALjours J*

Si J* est plus petit que I*, les travaux correspondants seront inclus en temps masqué dans les travaux à la mer. Une planification optimisée permettra de réduire les transits improductifs nécessités par le débarquement des équipes à terre, etc.

Étalonnage avant levé et démontage des installationsjours K*
DURÉE TOTALE DES TRAVAUX = B* + I* (ou J, s'il est plus grand que I) + K*jours L*

PARTIE V TEMPS MORTS

Plusieurs facteurs peuvent augmenter la durée d'un levé. La liste qui suit en fournit quelques exemples, mais il peut y avoir d'autres circonstances pertinentes (travaux dans le pack, etc.) :

Jours perdus pour cause météo (par ex. hiver 25%, été 10%)jours
Jours perdus par suite d'avaries (vétusté/intervention pour réparation/conséquences météo)jours
Jours perdus en raison d'activités planifiées, mais non liées au levé (escales de détente...)jours
Jours perdus pour activités non planifiées (par ex. provision de 10% pour imprévus)jours
DURÉE TOTALE DES TEMPS MORTSjours M*

NOMBRE TOTAL DE JOURS PASSÉS SUR ZONE = L* + M*JOURS

DURÉE TOTALE DU LEVÉ = A + L + M + temps de transit aller/retour de la zone du levé.

APPENDICE 2

TABLEAU 1

Systèmes de positionnement horizontal et critères de sélection

Système de positionnement	Précision de la position (en mètres, à 95% de niveau de confiance)	Ordres de levé de la S-44			
		Spécial	1	2	3
Relèvements inverses au cercle hydrographique	2 - 10	Non	Non	Oui	Oui
Relèvements directs au théodolite	1 - 5	Oui (*)	Oui	Oui	Oui
Intersection d'alignements visuels	3 - 10	Non	Non	Oui	Oui
Ligne graduée (dynamique)					
<200 mètres de la ligne de base	1 - 2	Oui	Oui	Oui	Oui
>200 et <600 mètres de la ligne de base	2 - 6	Non	Oui (*)	Oui	Oui
>600 mètres de la ligne de base	6 - 50	Non	Non	Oui(*)	Oui
Relèvements et distances	0,5 - 3	Oui (*)	Oui	Oui	Oui
Station totale/distancemètre (à moins de 2 km de la station)	0,3 - 1	Oui	Oui	Oui	Oui
Station totale/ distancemètre (à plus de 2 km de la station)	1 - 3	Non	Oui	Oui	Oui
Radiolocalisation VHF ou UHF	2 - 4	Non	Oui	Oui	Oui
Radiolocalisation HF	3 - 10	Non	Oui (*)	Oui	Oui
Radiolocalisation LF (Decca)	10 - 150	Non	Non	Oui	Oui
Radiolocalisation VLF (Loran)	45 - 310	Non	Non	Non	Oui(*)
STARFIX	5	Non	Oui (*)	Oui	Oui
GPS standard (avec S/A jusqu'en mai 2000)	75 - 100	Non	Non	Non	Oui
GPS absolu SPS (sans S/A)	10 - 30	Non	Non	Oui (*)	Oui
GPS absolu PPS	5 - 15	Non	Oui (*)	Oui	Oui
DGPS avec suivi de la phase du code	2 - 5				
0 km < distance station de réf. < 2 km		Oui (*)	Oui	Oui	Oui
2 km < distance station de réf < 100 km		Non	Oui	Oui	Oui
DGPS - suivi de la phase/code (WAAS)	2 - 10				
0 km < distance radiobalise < 250 km		Non	Oui	Oui	Oui
250 km < distance radiobalise < 350 km		Non	Oui (*)	Oui	Oui
RTK DGPS - suivi de la phase/porteuse	0,1 - 1				
0 km < distance station de réf. < 20 km		Oui	Oui	Oui	Oui
20 km < distance station de réf. < 40 km		Non	Oui	Oui	Oui

(*) Marginalement

PAGE LAISSÉE INTENTIONNELLEMENT EN BLANC

APPENDICE 3

TABLEAU 2

Classification, selon leur largeur de bande, des systèmes de radiolocalisation utilisés lors des levés hydrographiques

Largeur de bande	Symbole	Fréquence	Système
Très basse fréquence	VLF	10-30 KHz	Omega
Basse fréquence	LF	30-300 KHz	LORAN-C
Moyenne fréquence	MF	300-3000 KHz	Raydist, Decca
Haute fréquence	HF	3-30 KHz	Fréquence fondamentale du GPS : 10,23 MHz
Très haute fréquence	VHF	30-300 KHz	VOR (navigation aérienne)
Ultra haute fréquence	UHF	300-3000 KHz	Del Norte
Super haute fréquence	SHF	3-30 KHz	Radars
Bande-C		4 to 8 GHz	Motorola
Bande- L		1 – 2 GHz	NAVSTAR GPS
Bande-S		2 – 4 GHz	Cubic
Bande-X		8 to 12 GHz	Del Norte
Spectre visible			Distancemètres (EDM)*
Laser			Distancemètres (EDM)*
Infrarouge			Distancemètres, Polarfix

* *Electronic Distance Measurement*

TABLEAU 3

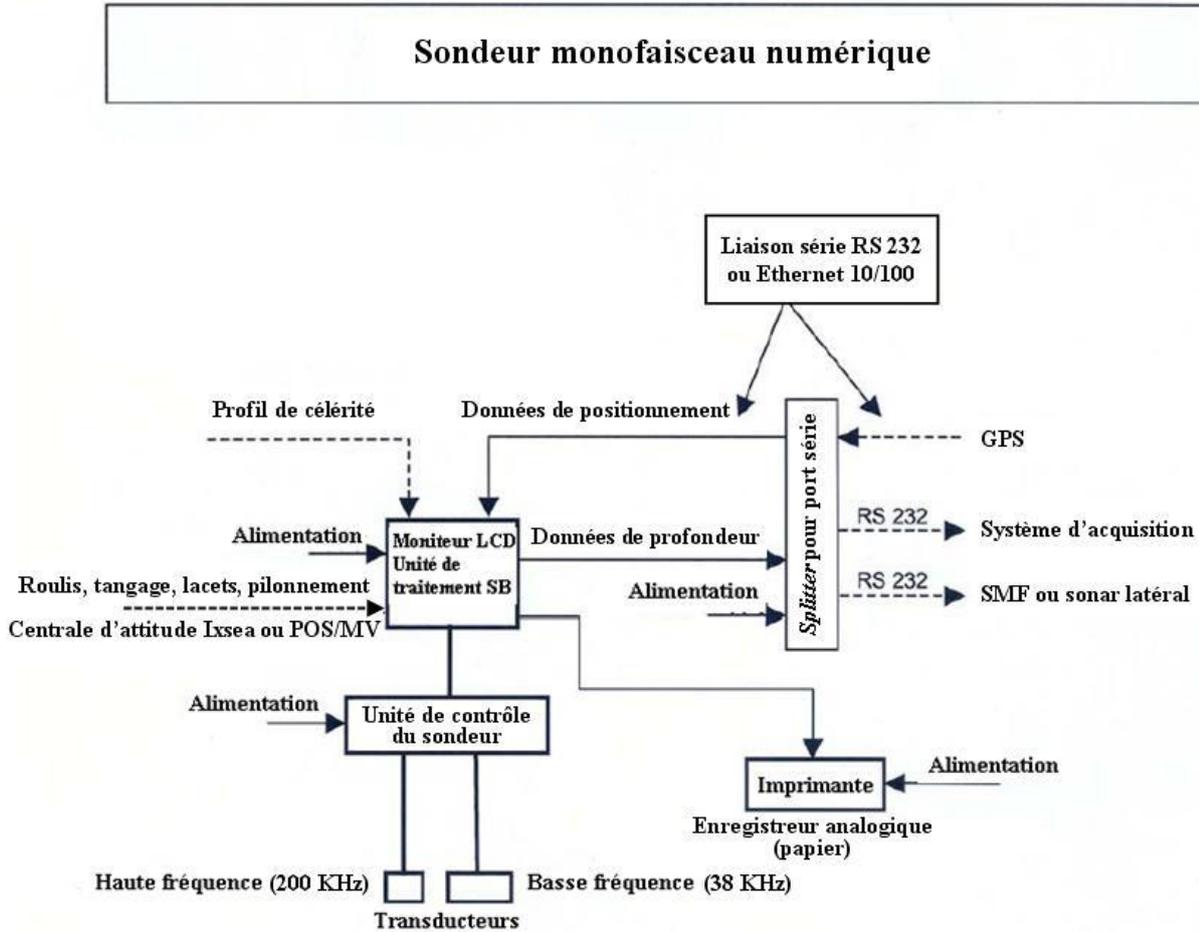
Champs d'application des systèmes de radiolocalisation utilisés lors des levés hydrographiques

Gammes de fréquence	Types de système	Portée	Champ d'application
MF, LF, VLF (moyennes et basses fréquences)	Hyperboliques (mesure d'une différence de temps de parcours)	Transhorizon	Navigation lointaine, exploration géophysique offshore.
UHF, VHF (hautes fréquences)	Circulaires (mesure d'un temps de parcours)	Optique (cas général)	Positionnement précis des navires hydrographiques et des dragues. Systèmes adaptés aux voies d'eau navigables, installations portuaires et travaux de génie côtier.
Lumière visible et infrarouge	Distancemètres (ex. stations totales)	Courtes distances, environ 3 à 5 milles des côtes.	Meilleure précision possible pour les levés hydrographiques.

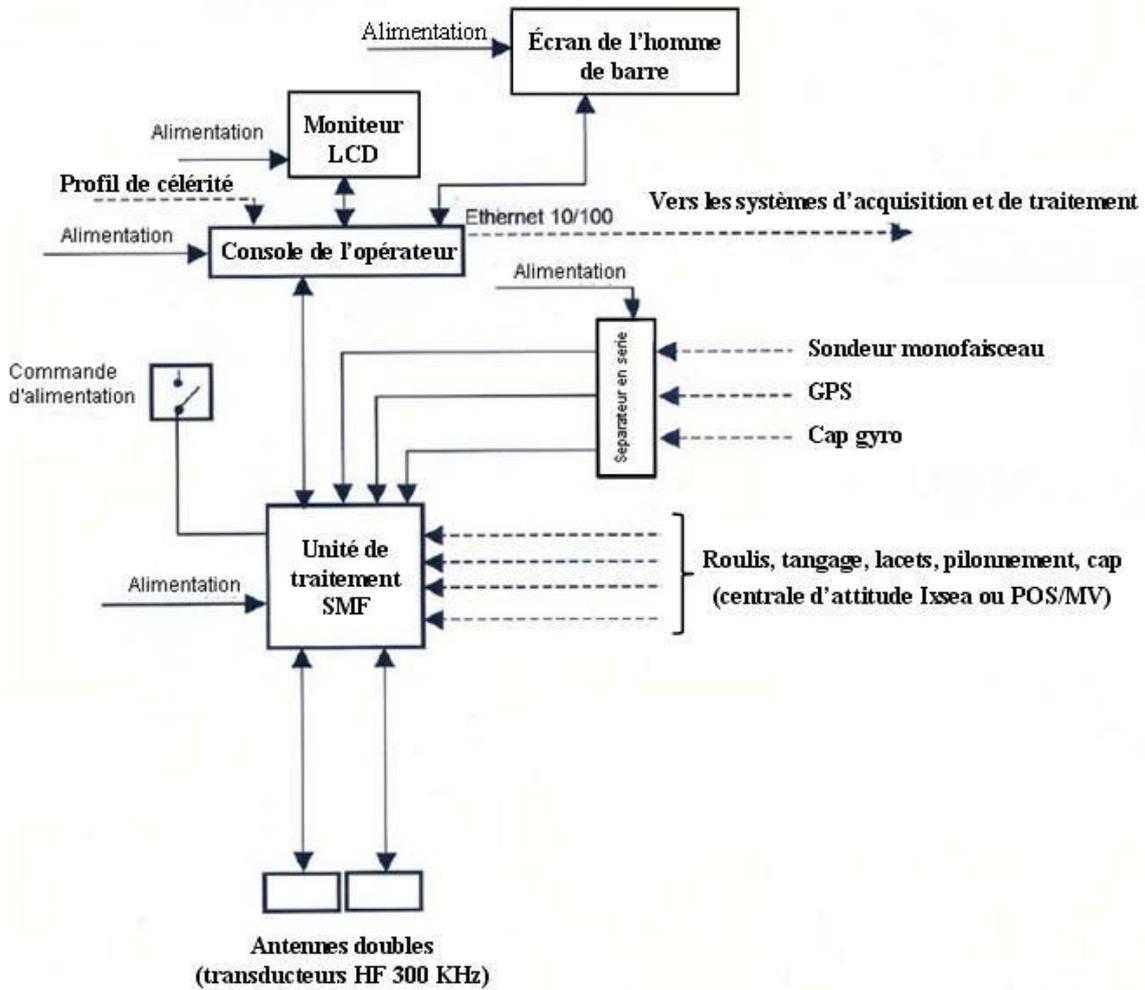
PAGE LAISSÉE INTENTIONNELLEMENT EN BLANC

APPENDICE 4

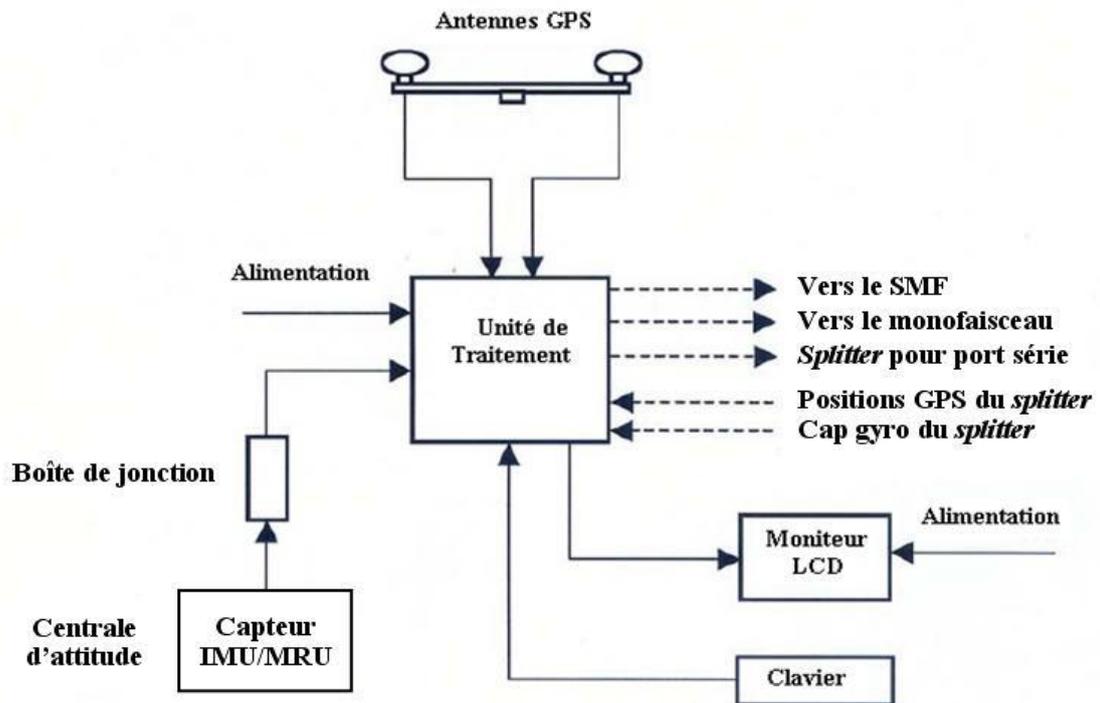
Schémas de principe et d'interconnexions des systèmes



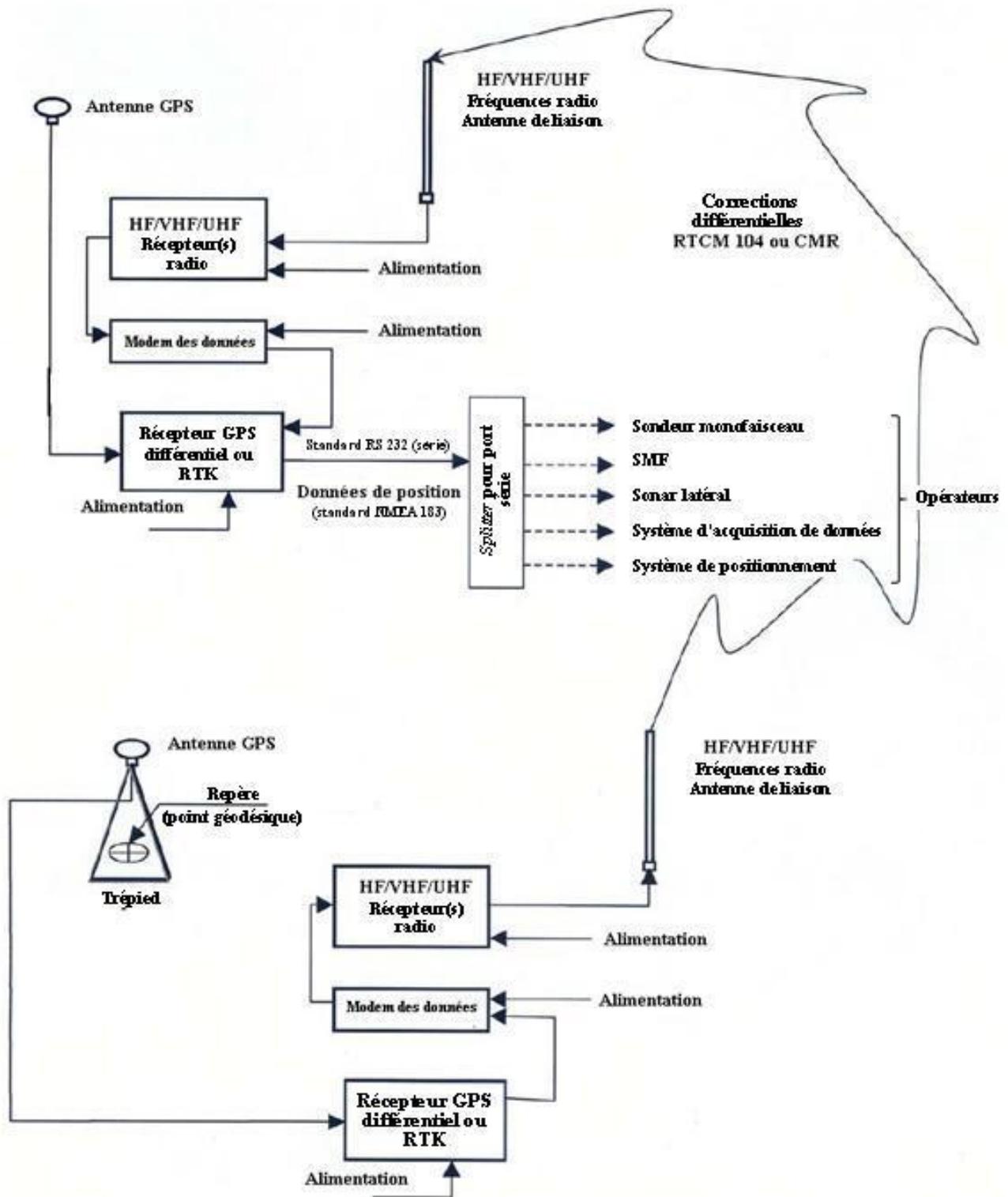
Sondeur multifaisceaux numérique



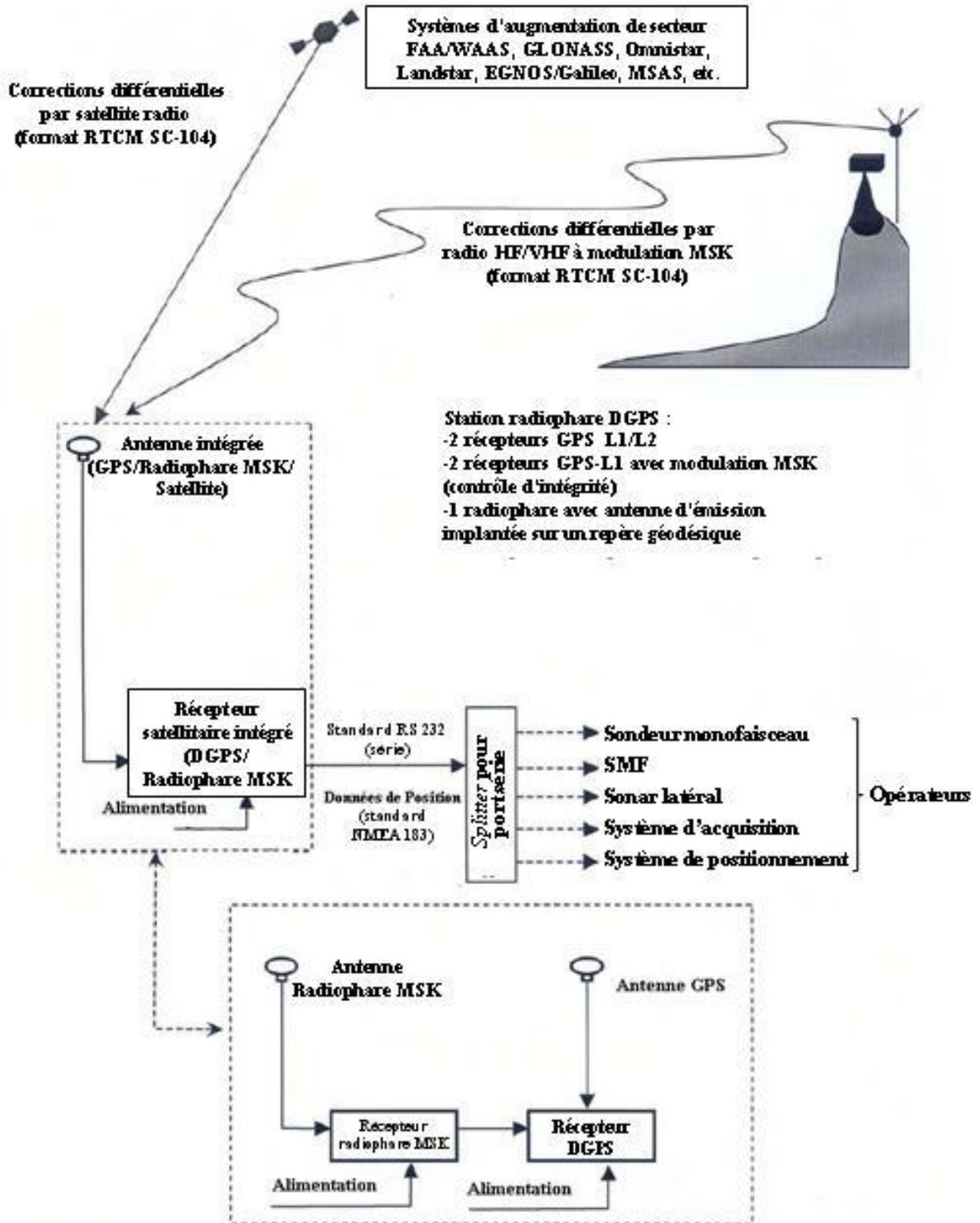
Systeme de positionnement integre

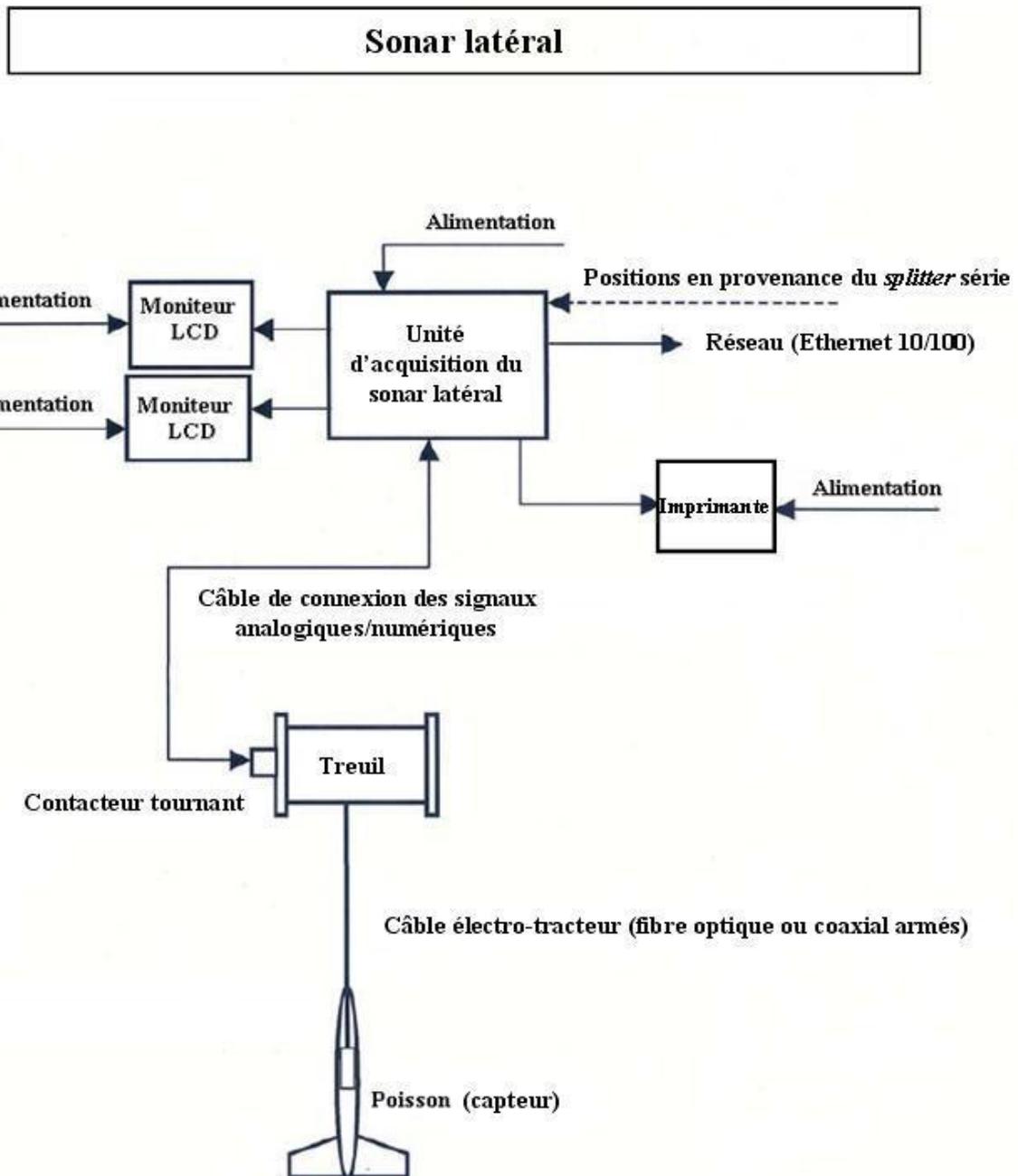


Système de positionnement DGPS (mobile et station de référence)

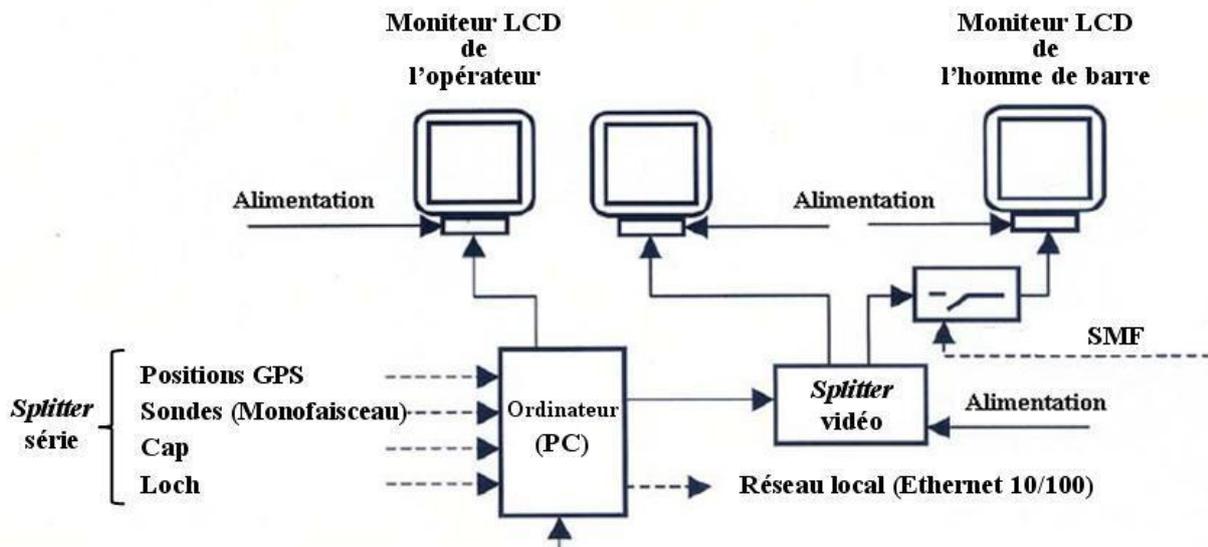


Système DGPS avec service de diffusion des corrections par radiophare ou satellite

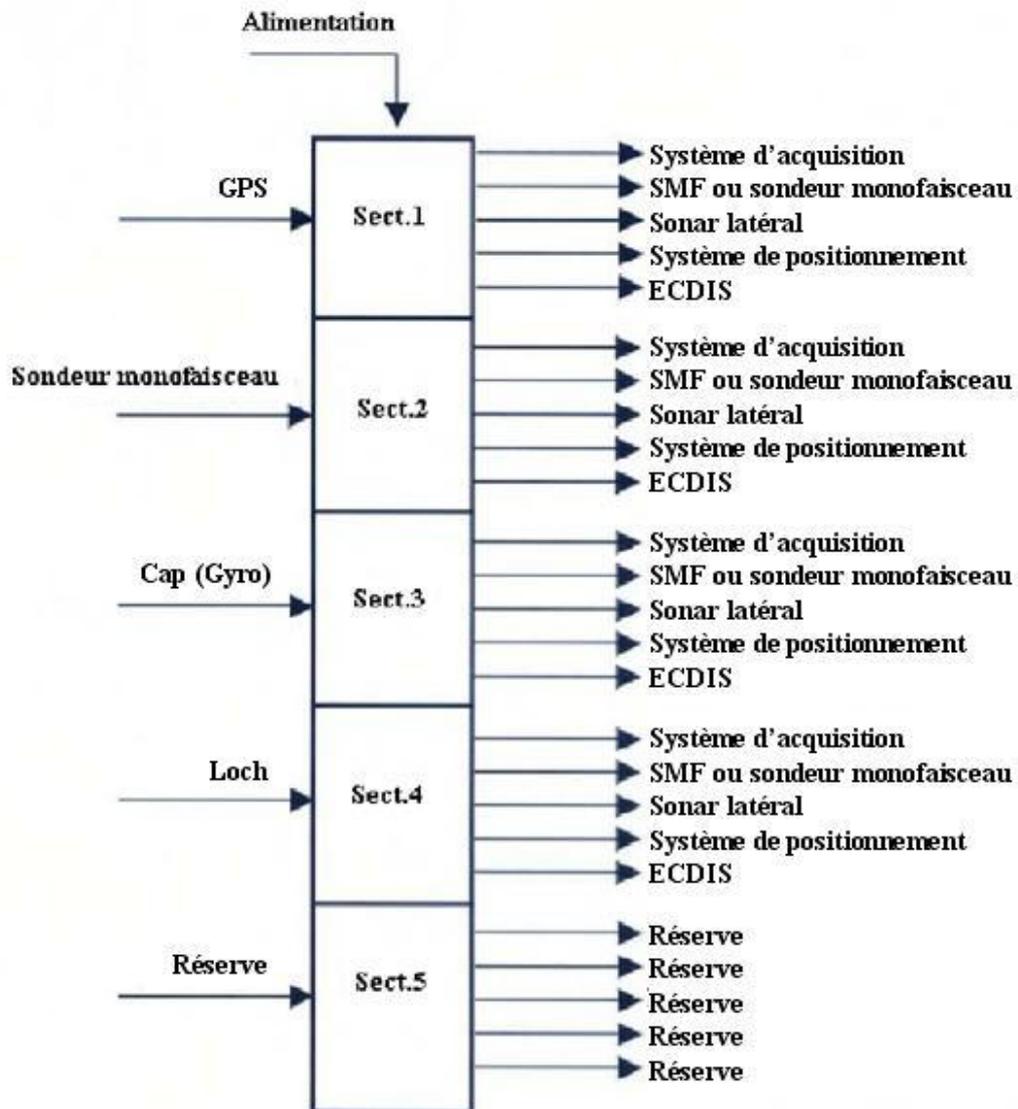




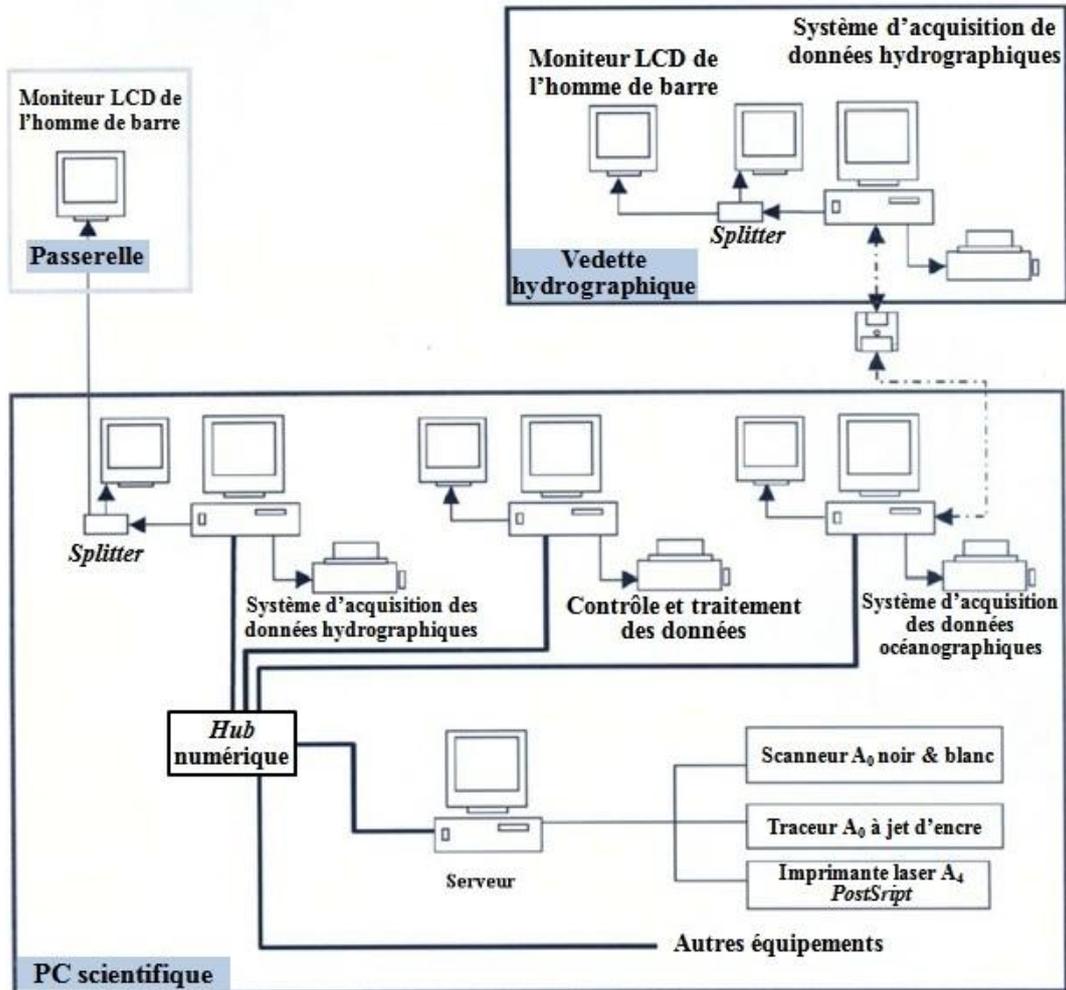
Système d'acquisition de données hydrographiques



Interface de *splitter* (séparateur) pour port série



Configuration d'une passerelle et d'un P.C. scientifiques automatisés



PAGE LAISSÉE INTENTIONNELLEMENT EN BLANC

APPENDICE 5
MODÈLE DE RAPPORT PARTICULIER

(N° et date)

Référence : *Numéro et date des Instructions techniques*

RAPPORT PARTICULIER*

CÔTES SUD DE BRETAGNE

APPROCHES DE LA RIVIÈRE DE CRAC'H

GROUPE HYDROGRAPHIQUE *[Nom]*

BÂTIMENT HYDROGRAPHIQUE *[Nom]*

DIRECTEUR TECHNIQUE *[Nom de l'ingénieur hydrographe]*

[Date de début et fin du levé]

1:10 000

* NdT : Le présent modèle a été établi selon les pratiques de l'*United Kingdom Hydrographic Office*. Quoique les méthodes de travail soient assez voisines, les formes en usage dans les missions hydrographiques françaises sont différentes, aussi la terminologie spécifique adoptée à des fins pédagogiques est celle du Service hydrographique et océanographique de la marine (SHOM). Pour ne pas ajouter une nouvelle contradiction apparente, les toponymes cités en exemple ont également été changés.

1^{ère} PARTIE : DESCRIPTIF

Chapitres rédigés :

1. Introduction
2. Géodésie
3. Système d'acquisition de données
4. Localisation
5. Bathymétrie
6. Sonar latéral
7. Prélèvements d'échantillons
8. Topographie sous-marine et nature des fonds
9. Marée et zéro de réduction des sondes
10. Courants de marée
11. Épaves et obstructions
12. Balisage fixe et flottant
13. Topographie, trait de côte, alignements, amers et autres détails remarquables
14. Instructions nautiques et interprétation des termes de l'ouvrage INT 1
15. Radiosignaux
16. Observations complémentaires
17. Divers

1^{ère} PARTIE

1. Introduction

- 1.1 Indiquer la date du début et de la fin du levé. Signaler les activités de service général qui ont entraîné des interruptions de travaux.
- 1.2 Climatologie générale, incluant les variations saisonnières. Les observations météorologiques sont essentielles pour les travaux exécutés dans les zones critiques, dont les structures instables doivent être cotées par conditions hydrodynamiques optimales. L'influence de la météo sur la qualité des données sera également commentée – par ex., comportement des centrales d'attitude, dégradation des performances du sonar latéral et stabilité des aides à la navigation par gros temps, effets de l'état de la mer sur les bancs de sables.
- 1.3 Commenter les facteurs extérieurs (par ex. activités des champs de tir, concentrations de pêcheurs) ayant affecté le déroulement du levé, les difficultés rencontrées (par ex. courants de marée, problèmes logistiques).
- 1.4 Porter un jugement d'ensemble sur le caractère exhaustif du levé. Citer les zones qui nécessitent des sondages complémentaires.

2. Géodésie

- 2.1 Récapituler les repères géodésiques existants et expliquer les mesures prises pour densifier le canevas ; préciser le degré de précision atteint et les difficultés rencontrées pour se rattacher au réseau existant.

3. Système d'acquisition de données

- 3.1 Indiquer la suite logicielle utilisée ainsi que sa version. Préciser les mises à jour effectuées lors du levé et leurs dates d'entrée en service.
- 3.2 Signaler les principales difficultés rencontrées ou *bugs* ayant eu un impact significatif sur le déroulement ou la qualité du levé et donner une opinion sur l'efficacité du système. Ne pas faire état des défauts mineurs.
- 3.3 Confirmer que toutes les sondes significatives figurent bien dans les fichiers et préciser la nature des contrôles effectués. Si cette vérification n'a pas été faite, expliquer pourquoi.

4. Localisation

- 4.1 Mentionner le type et le mode de fonctionnement des systèmes utilisés.
- 4.2 Quand le GPS différentiel s'appuie sur un réseau de stations de références, commenter la géométrie et la portée de ce réseau en regard de la zone du levé. Si une seule station de référence a été utilisée, expliquer pourquoi.
- 4.3 Décrire quand et comment les systèmes ont été étalonnés et/ou validés.
- 4.4 Exprimer l'opinion du Directeur technique sur la qualité et la fiabilité des équipements ainsi que sur les précisions et les périodes de mauvais fonctionnement de la localisation. Détailler les défaillances des stations de référence ou les retards importants de transmission des corrections de pseudo-distances.

5. Bathymétrie

- 5.1 Indiquer le type de sondeur et ses fréquences, en particulier dans le cas de doubles fréquences. Fournir les résultats des mesures d'accroupissement. Mentionner le type de compensateur de pilonnement utilisé et rappeler brièvement ses performances.
- 5.2 Énumérer la méthode utilisée pour mesurer la célérité, la fréquence des mesures et les étalonnages à la barre ; exprimer une opinion sur leur précision. Justifier la célérité adoptée, si nécessaire.
- 5.3 Décrire le plan de sondage, l'espacement entre profils et la moyenne des vitesses fond. Pour les recherches, etc., indiquer la densité des profils et la trace sur le fond du pinceau du sondeur.
- 5.4 Décrire tout alignement ou route recommandée.
- 5.5 Exprimer l'opinion du directeur technique sur la précision des sondages, en insistant sur les cas où les spécifications n'ont pas pu être respectées et en donner les raisons. Inclure un commentaire sur l'exhaustivité du levé en regard de la densité des profils.

Voir aussi les § 8 (Topographie sous-marine et nature des fonds) et 9 (Marée et zéro de réduction des sondes), dont les thèmes sont de nature à influencer l'opinion du Directeur technique quant à la précision des sondes, des cartes cotidales et l'exhaustivité du levé.

6. Sonar latéral

- 6.1 Indiquer le type de sonar latéral utilisé et sa fréquence d'émission.
- 6.2 Préciser le type et la fréquence des contrôles de bon fonctionnement ainsi que l'opinion du Directeur technique sur la qualité et la fiabilité de cet équipement.
- 6.3 Décrire la direction des profils, leur espacement, la portée du sonar latéral et la vitesse moyenne de remorquage. Estimer les effets des courants sur la position du poisson et indiquer les précautions prises pour assurer une couverture complète.
- 6.4 Confirmer qu'il a bien été tenu compte de la longueur de câble filé en fin de profil et mentionner les profils extérieurs exécutés afin d'assurer une exploration complète de la zone prescrite par les IT.
- 6.5 Exprimer l'opinion du Directeur technique sur l'exhaustivité de la couverture au sonar latéral et délimiter exactement la zone explorée.

7. Prélèvements d'échantillons

- 7.1 Commenter l'intervalle d'échantillonnage et les prélèvements effectués sur les structures intéressantes. Mentionner les réserves du Directeur technique relatives à la distribution des sédiments dans les échantillons et préciser le nombre d'échantillons conservés en définitive.
- 7.2 Décrire la méthode de prélèvement et mentionner les problèmes rencontrés.

8. Topographie sous-marine et nature des fonds

- 8.1 Fournir un aperçu de la topographie des fonds de la zone explorée au sondeur latéral, accompagné de l'opinion du Directeur technique sur les structures remarquables, leur nature et leur distribution. Commenter les difficultés d'interprétation des sonogrammes, rencontrées lors de la rédaction des minutes N*.
- 8.2 Expliquer les raisons des recherches incomplètes et qualifier les profondeurs ainsi obtenues ; proposer des compléments de travaux à réaliser pour parvenir aux cotes moindres :
- Par ex. : « Le haut-fond a été investigué et aurait dû faire l'objet d'un dragage hydrographique, par suite de la présence possible d'une aiguille de roche. Cette opération n'a toutefois pas pu être entreprise en raison des conditions météorologiques. »
- 8.3 Justifier les raisons pour lesquelles des fonds inférieurs à 40 mètres n'ont pas fait l'objet d'un doublement des profils.
- 8.4 Signaler les activités de dragage et les zones de dépôt.
- 8.5 Comparer les déplacements des dunes sous-marines depuis les contrôles précédents.
- 8.6 Le Directeur technique devra se prononcer sur la comparaison avec les levés antérieurs ainsi que sur tous les hauts-fonds existants, et émettre des recommandations quant à la conservation ou la suppression des sondes portées sur les cartes. S'il n'a pas été possible de le faire, il devra en donner les raisons.
- 8.7 Les zones soumises en quasi-permanence aux déferlantes et où il est impossible de sonder seront signalées en annexe N.

9. Marée et zéro de réduction des sondes

- 9.1 Décrire le site du marégraphe et comment le zéro des sondes a été établi. Dans le cas d'un observatoire permanent, expliquer comment le zéro a été contrôlé.
- 9.2 Décrire les procédures de détermination de zéros par correspondance et d'utilisation des cartes cotidales.
- 9.3 Indiquer si des modifications du zéro ont été jugées nécessaires au cours du levé.
- 9.4 Décrire les marégraphes et/ou les échelles de marées utilisées ainsi que leurs périodes d'observations et préciser si ces dernières ont été analysées.
- 9.5 Signaler tout défaut de fonctionnement et difficultés d'enregistrement provoquées par une retenue ou une remontée forcée des eaux.
- 9.6 Indiquer le nom du port de référence pour les marées prédites, ou expliquer l'utilisation des constantes harmoniques pour les ports rattachés.
- 9.7 Exprimer l'avis du Directeur technique quant à la qualité du nivellement réalisé pour établir le zéro des sondes et la précision de la marée en hauteur et en temps. Après

* NdT : Minute de nature de fond. Cette lettre-repère est celle en usage dans les missions hydrographiques françaises (cf Norme SHOM relative à la rédaction des minutes de levé – version V1.1 du 2009/03/09).

examen minutieux des croisements et profils de vérification, porter un jugement sur la valeur des réductions de marée après application des corrections cotidales (cf. § 5).

10. Courants de marée

- 10.1 Indiquer où, quand, et comment les mesures de courants ont été effectuées. Décrire les problèmes rencontrés avec les instruments utilisés.
- 10.2 Justifier les différences entre les observations effectivement réalisées et les mesures prescrites par les IT.
- 10.3 Expliquer pourquoi certaines observations n'ont pas été réalisées en période de vive eau et en estimer les conséquences sur la qualité des mesures. Commenter les résultats des traitements effectués.
- 10.4 Dresser une synthèse sommaire des observations et exprimer l'opinion du Directeur technique quant à leur précision et aux effets de la météo sur la qualité des données.
- 10.5 Si aucune observation n'a été effectuée, fournir une brève estimation des courants à partir de leurs effets sur la tenue de profils et des opinions recueillies auprès des pratiques.

11. Épaves et obstructions

- 11.1 Décrire les méthodes utilisées pour investiguer les épaves et les obstructions, dragage hydrographique compris*, ainsi que le nombre d'épaves/obstructions draguées.
- 11.2 Décrire tout problème rencontré lors de l'obtention des cotes minimales absolues.

Par ex. : « Impossibilité d'utiliser la drague hydrographique, car l'épave est sur un point nodal »; ou « Météo défavorable au déploiement de la drague, mais la cote minimale déterminée par sondeur vertical est jugée suffisante ».
- 11.3 Commenter en termes généraux les résultats des enquêtes effectuées auprès des pratiques. Si possible, rendre compte succinctement des effets de certaines perturbations météorologiques sur les épaves et les obstructions.
- 11.4 Expliquer les raisons pour lesquelles telle ou telle vérification par dragage hydrographique prescrite par les IT n'a pas été exécutée.

12. Balisage fixe et flottant

- 12.1 Indiquer comment les feux ont été vérifiés et positionnés. Tout nouveau feu doit être décrit en utilisant le format du Livre des feux ; la méthode de positionnement doit également être détaillée et le feu doit faire l'objet d'une fiche géodésique.
- 12.2 Indiquer, si possible, les coordonnées du service responsable de la mise en place des nouveaux phares et balises.
- 12.3 Commenter le positionnement de chaque bouée en période de flux et de jusant et expliquer comment la position moyenne a été finalement adoptée.

* NdT : Rappel : Les dernières dragues hydrographiques utilisées en France ont été déclassées vers 1990. Les missions hydrographiques françaises utilisent des plongeurs ou des UUV/ROV, jugés plus performants.

- 12.4 Exprimer l'opinion du Directeur technique sur la précision des secteurs des feux et des positions du balisage flottant. Confirmer que les caractéristiques des feux portés sur les cartes marines de la zone du levé ont toutes été vérifiées.

13. Topographie, trait de côte, alignements, amers et autres détails remarquables

- 13.1 Indiquer si le trait de côte a été déterminé *in situ* et dans l'affirmative, par quelles méthodes, ou s'il a été récupéré :
- sur une couverture photographique aérienne – fournir les détails ;
 - sur des cartes topo, etc. – fournir les détails.
- 13.2 Décrire comment les hauteurs ont été obtenues. Commenter tout changement significatif tel qu'érosion ou engraissement du littoral.
- 13.3 Commenter toutes les nouvelles infrastructures telles que marinas, jetées, etc. (à inclure également dans les modifications aux Instructions nautiques).
- 13.4 Commenter toutes les distances et relèvements de garde, alignements ou routes recommandées portés sur les cartes, mais qui ne sont plus en usage. Fournir des détails complets dans les modifications aux Instructions nautiques de l'annexe M.
- 13.5 Dresser la liste de tous les amers remarquables et de ceux qui ne le sont plus, mais qui figurent encore sur les cartes. Fournir des détails complets dans les modifications aux Instructions nautiques de l'annexe M.
- 13.6 Si une mappe a été dressée à partir de photos aériennes, décrire la méthode utilisée pour la vérifier sur le terrain en attirant l'attention sur les principales différences constatées. Commenter l'utilité générale d'une telle mappe.

14. Instructions nautiques et interprétation des termes de l'ouvrage INT 1

- 14.1 Les modifications, s'il s'en présente, figurent en annexe N. Attirer l'attention sur toute erreur importante des Instructions nautiques. Lister les photos de vues de côte réalisées et procéder à une critique de celles de l'édition en service. Préciser si une enquête de toponymie a été réalisée, et comment. Si un ensemble de modifications couvre plusieurs levés, ou inversement, si un même levé a fait l'objet de plusieurs rapports, des références croisées doivent être incluses de manière à pouvoir accéder à la totalité des modifications aux Instructions nautiques.
- 14.2 Commenter tout nouveau toponyme proposé.
- 14.3 Dresser une liste des publications, guides, etc. relatifs aux ports et infrastructures recueillis au cours du levé et en joindre des copies au rapport particulier.

15. Radiosignaux

- 15.1 Commenter en termes généraux la valeur des informations du Répertoire des radiosignaux applicables à la zone du levé et aux ports visités.

16. Observations complémentaires

- 16.1 Décrire les méthodes d'observation et exprimer une opinion sur leur précision, notamment dans les cas suivants :
- sources d'eau douce ;

- b. remous, rides de courant (*tide rips*) et tourbillons ;
- c. toute observation géophysique requise par les IT (par ex. magnétisme).

17. Divers

- 17.1 Commenter tous les autres aspects du levé susceptibles de présenter de l'intérêt pour le Service hydrographique, ou un intérêt historique dans les années futures.

[Cachet et signature du Directeur technique]

2^{ème} PARTIE : ANNEXES TECHNIQUES

- A Documents d'accompagnement
- B Système d'acquisition et de traitement de données
- C Données géodésiques
- D Étalonnages et validation du système de positionnement
- E Mesures de célérité et étalonnages à la barre
- F Nivellement et observations de la marée
- G Précision des sondes et budget d'erreurs
- H Comparaison avec les cartes marines en service
- I Épaves et obstructions
- J Courantométrie
- K Balisage et feux
- L Nature et prélèvements de fond
- M Topographie, amers et détails remarquables
- N Comparaison avec les Instructions nautiques et interprétation des termes de l'ouvrage INT 1
- O Vues de côte
- P Comparaison avec les Livres des feux
- Q Comparaison avec le Répertoire des radiosignaux
- R Observations complémentaires/divers
- S Signalisation des dangers
- T Personnel
- U Chronologie des principaux événements
- V Évaluation du potentiel engagé pendant la durée du levé

Appendices (copies des correspondances techniques avec l'établissement hydrographique, etc.).

PAGE LAISSÉE INTENTIONNELLEMENT EN BLANC

ANNEXE A**Documents d'accompagnement**

Référence : Instructions techniques [Numéro et date]

- A.1 Dresser la liste* de tous les documents et enregistrements constitutifs du dossier du levé, et qui accompagnent le rapport particulier, dont notamment :
- a. les minutes B* ou SMF* (bathymétrie avec sondeur monofaisceau ou SMF) ;
 - b. les minutes N* (nature du fond) ;
 - c. les projections de construction* ;
 - d. les mosaïques MOSA* (sonar latéral) ;
 - e. les minutes R* (recherches), comportant les épaves et les obstructions ;
 - f. les minutes T* (topographie), comportant le trait de côte, les amers et le balisage ;
 - g. les tracés intermédiaires (isobathes, etc.), le cas échéant ;
 - h. des tracés divers : cartes de lignes cotidales, minutes de toponymie, etc. ;
 - i. la/les carte(s) marine(s) renseignée(s) ;
 - j. les enregistrements des profils de célérité, les cahiers de calcul et d'observations ;
 - k. une collection de fiches géodésiques, de fiches d'amers, de fiches d'épaves, etc. ;
 - l. une série de dossiers de courants et de dossiers de marée ;
 - m. la collection complète des fichiers numériques du levé (bandes magnétique, cédéroms, etc.),
 - n. etc.
- A.2 Joindre, si besoin, un commentaire sur la présentation et la précision des différents tracés, et décrivant la répartition des tâches au sein de l'équipe chargée du dépouillement des travaux.

* NdT 1 : Cette liste a été légèrement modifiée afin de tenir compte des pratiques en usage dans les missions hydrographiques françaises ; en particulier, l'établissement de cartes marines renseignées sur lesquelles sont portés tous les changements, par rapport aux cartes en service, constatés au cours du levé.

* NdT 2 : ou équivalent numérique, selon les pratiques en usage dans les missions hydrographiques françaises.

ANNEXE B**Systeme d'acquisition et de traitement de donnees**

Référence : Instructions techniques [Numéro et date]

- B.1 Inclure une description succincte :
- a. de la chaîne informatique ;
 - b. des versions de la suite logicielle utilisée ;
 - c. des fonctions des principaux logiciels ;
 - d. des applications logicielles ;
 - e. des principales difficultés rencontrées.
- B.2 Inclure :
- a. un relevé de tous les défauts ayant eu un impact significatif sur la conduite du levé ;
 - b. le détail des paramétrages utilisés lors des enregistrements et des traitements ;
 - c. un schéma illustrant tous les « *laybacks* » (décalages d'antenne, de poisson, etc.).
- B.3 Une liste de tous les fichiers créés doit être établie. Une brève explication doit être donnée pour tout fichier manquant, par ex. par suite d'une corruption.
- B.4 Traitement de la localisation
- a. Préciser si les positions sur profil sont issues du traitement brut ou si elles ont été recalculées.
 - b. Décrire le mécanisme d'édition des profils, sans s'appesantir sur le rejet occasionnel de quelques positions erronées.
- B.5 Traitement des sondes
- Détailler les critères de traitement utilisés durant le levé. Les écarts par rapport aux méthodes et aux procédures standard du système doivent être explicités.
- B.6 Définir les modèles numériques de terrain (MNT) ou d'élévation créés, comme suit :
- a. nom ;
 - b. origine ;
 - c. azimut ;
 - d. hauteur et largeur ;
 - e. largeur et nombre de bandes ;
 - f. taille des caractères ;
 - g. confirmation que, seules, les sondes sélectionnées ont été utilisées ;
 - h. détails du maillage polygonal utilisé pour tracer les minutes de bathymétrie.
- B.7 MNT raster :
- a. nom ;
 - b. origine ;
 - c. hauteur et largeur ;

- d. nombre de mailles carrées, taille des carrés et distance de recherche.
- B.8 Si des procédures hors-norme ont été utilisées, elles doivent être décrites en détail. Il convient en particulier de signaler :
- a. toute correction manuelle d'une sonde sélectionnée, ainsi que toute intervention manuelle sur une série de sondes sélectionnées par un algorithme de traitement automatique ;
 - b. l'addition à une minute de bathymétrie de toute sonde qui ne serait pas incluse dans l'enregistrement numérique. Une liste de toutes les sondes manuelles, ou des limites des blocs de données manuelles, doit être établie ;
 - c. l'extraction d'une profondeur invalidée, lors de l'édition du modèle numérique.
- B.9 Imprimer des sorties papier des configurations de tâches utilisées lors du levé.

ANNEXE C

Données géodésiques

Référence : Instructions techniques [Numéro et date]

Section 1 : Description des observations

C.1.1 Description complète des méthodes et des instruments utilisés pour les contrôles géodésiques. Les types d'instruments et leurs modes de mise en œuvre doivent être décrits avec soin ainsi que les versions logicielles utilisées pour la réduction des observations, ou tous autres types de traitements ou de transformations. Les difficultés rencontrées et la manière de les résoudre, ainsi que les précisions obtenues, doivent être commentées.

Section 2 : Système géodésique et ellipsoïde de référence, projection et listes de coordonnées

C.2.1 Le *datum*, la projection et sa grille de géoréférencement, sont précisés dans les IT. Ils doivent être rappelés au début de la présente section, comme dans l'exemple suivant :

« Les positions sont rapportées au *World Geodetic System 1984* et à l'ellipsoïde WGS 84, associés à la projection UTM Sud, fuseau 21 (Méridien central : 057°W). »

ou

« Les positions sont rapportées à la référence ETRS89 et à l'ellipsoïde GRS80 ; les coordonnées grille sont exprimées en projection UTM Nord, fuseau 31 (Méridien central : 003°E). »

Dans les cas exceptionnels où il n'existe aucun *datum*, des instructions détaillées sur les travaux à exécuter pour en établir un seront fournies dans les IT.

C.2.2 Les stations géodésiques de contrôle doivent être listées dans un tableau annexé au rapport particulier, conformément à l'exemple fourni *in fine*. Les informations requises pour chaque station sont les suivantes :

- a. lettre distinctive attribuée à la station ;
- b. toponyme complet ;
- c. baptême de la station sur le terrain et/ou numéro GPS ;
- d. référence des stations anciennes. Précision horizontale et verticale estimée des stations nouvelles ou réoccupées ;
- e. coordonnées géographiques, exprimées avec un degré de précision apparente compatible avec l'erreur estimée. Les coordonnées provenant de sources extérieures doivent être écrites en caractères gras et soulignées ;
- f. coordonnées en projection, exprimées avec un degré de précision apparente compatible avec l'erreur estimée. Les coordonnées provenant de sources extérieures doivent être écrites en caractères gras et soulignées ;
- g. hauteur ellipsoïdale en mètres ;
- h. hauteur orthométrique en mètres.

- C.2.3 Les stations déterminées indépendamment du réseau géodésique principal doivent être clairement identifiées, avec leur source. Ces stations doivent être listées séparément, conformément au tableau en annexe.
- C.2.4 Les hauteurs ellipsoïdales ou orthométriques observées doivent être listées dans un tableau avec leurs sources. Le système de référence verticale doit être indiqué, ainsi que les détails sur la méthode utilisée et le modèle d'ondulation du géoïde avec sa source.

Section 3 - Description des stations

- C.3.1 Dresser une liste commentée des stations géodésiques qui n'existent plus.
- C.3.2 Décrire les stations réutilisables, avec leurs corrections éventuelles. Si une station ancienne ne peut pas être réutilisée, en donner les raisons. La description des repères proprement dits et de leur environnement doit être la plus détaillée possible afin de permettre de retrouver la station sur les photos aériennes et sur le terrain.
- C.3.3 Les photos aériennes des environs des stations, préalablement piquées, doivent être jointes au dossier. Des photos obliques de la station prises du sol, ou mieux, à basse altitude, doivent être réalisées à des fins d'illustration.
- C.3.4 Les points de contrôle présélectionnés des couvertures aériennes doivent être photographiés à intervalles de 1 000 pieds jusqu'à 4 000 pieds, soit avec la caméra de l'avion, soit avec un appareil photo portable. Deux photos au moins doivent être prises à chaque altitude, en deux positions différentes proches de la verticale, et comporter, si possible, le trait de côte. Toutes les photos de contrôle doivent être enregistrées dans un rapport de reconnaissance photographique, et être tirées si possible, au format plein cadre.
- C.3.5 Tous les schémas et photos doivent être réalisés ou sélectionnés en noir et blanc, afin de faciliter leur reproduction. Les clichés doivent être annotés et inclure le numéro des IT, le baptême et la lettre distinctive de la station, la date ainsi que le numéro du rapport particulier. Si des étiquettes sont utilisées, il est conseillé de les coller au verso des photos.

Section 4 – Résumé des observations

- C.4.1 Les sous-sections qui suivent doivent être complétées aux emplacements prévus :
- a. Angles – Cette sous-section est constituée d'un ou de plusieurs tableau(x) d'observation pour chaque station occupée. Tous les angles observés doivent être notés, y-compris ceux qui n'entrent pas dans la compensation réalisée sur le terrain, afin de permettre une compensation ultérieure plus précise par l'établissement. Une estimation de l'erreur de fermeture finale doit être faite en projection, après réduction à la corde* de chaque visée incluant le V_0 . Les angles verticaux doivent être enregistrés séparément.
 - b. Distances – Cette sous-section est relative aux mesures de distance, y-compris celles qui n'entrent pas dans la compensation réalisée sur le terrain, afin de permettre une compensation ultérieure plus précise par l'établissement. Dans tous les cas, la distance finale en projection doit ressortir clairement, avec un facteur d'échelle appliqué dans le bon sens, et être associée à une estimation des erreurs commises. Si les distances proviennent d'autres sources, les méthodes utilisées et les corrections appliquées doivent être détaillées. Les détails des logiciels utilisés pour réduire les observations brutes à la projection doivent être inclus, ainsi que les sorties papier éventuelles.

* NdT : *t-T correction* en anglais.

c. Observations GPS - Cette sous-section doit comporter au moins les informations suivantes :

- (1) Liste des lignes de base observées, avec la date, le jour julien, le N° de la session, les stations observées.
- (2) Liste des hauteurs d'antenne pour chaque observation (en précisant si l'antenne est inclinée, verticale ou décalée).
- (3) Sortie papier de tous les vecteurs GPS issus du traitement différé et utilisés pour déterminer les coordonnées.
- (4) Disquettes de toutes les données brutes observées.
- (5) Disquettes contenant tous les fichiers GPS et de compensation du réseau issus du traitement différé. Une copie de secours de toutes les données doit être conservée à la base à terre jusqu'à validation définitive par l'établissement hydrographique.

Section 5 - Compensations

C.5.1 Une description complète des méthodes de compensation du réseau géodésique doit être fournie, au format prescrit par les différentes organisations nationales.

C.5.2 La compensation d'un réseau géodésique GPS est réalisée autour d'un unique point fixe. Si le réseau comporte d'autres points géodésiques, une comparaison doit être effectuée entre leurs coordonnées compensées et leurs coordonnées originales.

Section 6 – Transformation de coordonnées

C.6.1 Décrire en détail toutes les transformations de coordonnées, en précisant les paramètres de transfert et les logiciels utilisés.

Section 7 – Correspondance avec les services techniques locaux

C.7.1 Des copies de toutes les correspondances relatives à la géodésie doivent être incluses dans le dossier du levé joint au rapport particulier.

Graphique de compensation

1. Un graphique de compensation sera construit à la main quand le logiciel utilisé ne dispose pas de cette capacité. Le graphique sera dessiné sur un support de bonne qualité, pliable au format A 4 afin de pouvoir être joint au rapport particulier, et comportant des échelles graphiques. Ses dimensions devront être suffisantes pour pouvoir représenter clairement toutes les observations et les noms des stations. Les zones denses seront dessinées sur des cartouches à plus grande échelle, ou séparément, par souci de clarté. Il est conseillé de représenter les stations anciennes en rouge et les autres en noir.
2. Les différents types d'observations doivent être facilement repérables. Les angles seront représentés, par exemple, sous forme de petits arcs surmontant les secteurs visés, les distances par des traits doubles et les vecteurs GPS par des lignes en rouge.

LISTE DE COORDONNÉES

SITE (Lettre)/Toponyme/[baptême sur le terrain] [N° GPS]	Référence des stations anciennes. Erreur estimée des stations nouvelles ou réoccupées	Référence : UTM Sud, fuseau 42, WGS 84, méridien central : 69° E					
		Latitude (Sud)	Longitude (Est)	<i>Eastings</i> (en mètres E)	<i>Northings</i> (en mètres N)	Hauteur ellipsoïdale (mètres)	Hauteur orthométrique (mètres)
(A) Mont Crozier [ANEMONE] [2502]	Fl 360 E FL/5-P22	49° 36' 08",6352	69° 58' 54",0517	432012,40	4282726,15	979,80	965,48
(B) Mont Ross [BEATRICE] [2501]	Fl 360 E FL/1-P26	49° 29' 22",000	69° 55' 58",372	435231,84	4295332,16	1 850,50	1 833,88
(C) Port-Jeanne d'Arc [CAROLINE] [2503]	< ± 0,1 (1σ) mètre	49° 33' 24",124	70° 25' 34",678	425025,37	4299045,83	22,45	20,43
(D) Pointe de Penmarc'h [DENISE] [2504]	< ± 0,1 (1σ) mètre	49° 36' 36,016	69° 57' 54",879	425609,24	4300005,67	38,91	28,22

ANNEXE D**Étalonnages et validation du système de positionnement**

Référence : Instructions techniques [Numéro et date]

- D.1 Énumérer les types de systèmes de positionnement utilisés, leurs fréquences et leurs modes de fonctionnement.
- D.2 Si le GPS différentiel a été utilisé, préciser et détailler avec quelles stations de références.
- D.3 Décrire les méthodes d'étalonnage et de vérification utilisées.
- D.4 Dresser la liste de tous les résultats d'étalonnage/de validation, avant, durant, et en fin de levé, et joindre les sorties papier (si disponibles).
- D.5 Si un système de positionnement précis tel que le Trisponder a été utilisé pour valider le DGPS, fournir également les détails d'étalonnage de ce système circulaire. Si un deuxième DGPS a été utilisé pour valider le système DGPS primaire, il doit être aussi indépendant que possible du premier. La méthode de validation préférée est le GPS RTK en temps réel ou en temps différé.
- D.6 Si un système d'acquisition et de traitement est utilisé, et pour tout changement de configuration du système de positionnement, joindre en annexe des sorties papier indiquant ces configurations. Fournir également un résumé des statistiques de fin de lignes des lieux de position calculés par le système.

ANNEXE E**Mesures de célérité et étalonnages à la barre**

Référence : Instructions techniques [Numéro et date]

- E.1 Indiquer les dates et les résultats des étalonnages et des mesures, à savoir :
- E.2 les tirs Sippican (XBT). Lorsque la célérité a été calculée à partir de XBT, les numéros à courir des tirs ainsi que les valeurs de salinité utilisées dans les calculs doivent être inclus ;
- E.3 les enregistrements de profils CTD ;
- E.4 les mesures effectuées en stations océanologiques ;
- E.5 les enregistrements de profils de célérité.

N.B. Une copie des imprimés réglementaires doit également accompagner les fichiers numériques transmis à l'établissement hydrographique avec le rapport particulier.

ANNEXE F**Nivellement et observations de la marée**

Référence : Instructions techniques [Numéro et date]

- F.1 Donner les résultats du nivellement sous forme de schéma indiquant clairement la valeur du zéro des sondes établi.
- F.2 Inclure les marégrammes et, le cas échéant, les graphiques de concordance.
- F.3 Inclure les contrôles quotidiens des observatoires.
- F.4 Fournir les résultats des comparaisons effectuées sur 25 heures continues, entre lectures à l'échelle et marégraphes.
- F.5 Les données des marégraphes immergés doivent être formatées conformément aux usages nationaux* et les observations doivent être résumées comme suit dans le rapport particulier :

Désignation du marégraphe	Position	Période d'enregistrement	Date de remise du dossier	Calage des observations (réservé à l'établissement)

* NdT : cf. 1 Guide des mesures marégraphiques, SHOM, version 2.1 du 20 octobre 2010

cf. 2 *Manual on sea level measurement and interpretation; Intergovernmental Oceanographic Commission, Volume 1, 1985, Volume 2, 1994, UNESCO, updated in 2006.*

ANNEXE G

Précision des sondes et budget d'erreurs

Référence : Instructions techniques [Numéro et date]

G.1 Décrire la variabilité des profondeurs dans la zone sondée et indiquer les écarts-types correspondants.

G.2 Indiquer les méthodes d'estimation des écarts-types pour les entrées du tableau ci-dessous.

Indiquer, avec quelques explications succinctes, les valeurs calculées pour chacun des critères du tableau, dans lequel les profondeurs intermédiaires correspondent à une variation caractéristique de l'erreur.

Source	Profondeur maximale	Profondeur (s) intermédiaire(s)	Profondeur minimale
Réglage de la trace d'émission			
Variation du réglage précédent			
Mesure de célérité			
Variation spatiale de la célérité			
Variation temporelle de la célérité			
Corrections de célérité mesurée			
Précision des instruments			
Résolution de l'enregistrement			
Pilonnement			
Surenfoncement (<i>settlement & squat</i>)			
Roulis, tangage et pente du fond			
Observation de la marée			
Corrections cotidales			
Réduction de la marée			
Dépouillement de la bande de sonde			
Erreur totale = $\sqrt{\sum(x_i)^2}$			
Spécification = $\sqrt{\pm(0.5)^2 \pm (0.009d)^2}$			
Compatibilité avec la norme (oui/non)			

ANNEXE H**Comparaison avec les cartes marines en service**

Référence : Instructions techniques [Numéro et date]

- H.1 Vérifier les modifications des fonds qui nécessitent d'être signalées par avis aux navigateurs, par exemple, pour les tranches de profondeurs suivantes :
- a. 0 à 10 m : signaler les sondes < 0,5 m au moins aux valeurs de la carte ;
 - b. 11 à 30 m : signaler les sondes < 1 m au moins aux valeurs de la carte ;
 - c. 31 à 200 m : signaler les sondes < 5 % au moins aux valeurs de la carte ;
 - d. 201 à 800 m : signaler les sondes < 10 % au moins aux valeurs de la carte.
- H.2 Dans les zones à haut-risque, où les navires transitent régulièrement avec un faible pied de pilote sous la quille, toutes les profondeurs moindres que celles portées sur les cartes doivent être signalées.
- Exemples de zones à haut-risque : Dispositif de séparation de trafic du Pas de Calais, routes en eau profondes du sud de la Mer du Nord, chenaux principaux et leur voisinage aux abords des ports et de leurs approches.
- H.3 Dans les zones suivantes, il suffit de fournir une description générale des changements, cependant, les profondeurs minimales doivent être clairement identifiées :
- a. zones instables où des déplacements significatifs de structures sous-marines ont été observés ;
 - b. zones complexes, tels que les fonds rocheux ;
 - c. zones pour lesquelles le nouveau levé fait apparaître des profondeurs moindres à celles indiquées sur une portion significative des cartes marines (même si les différences entrent déjà dans les critères énumérés au § H.1).
- H.4 Il est important de se prononcer sur les dangers cartographiés, et qui n'ont pas été retrouvés lors du levé. Un danger ne sera pas supprimé de la carte sans une telle recommandation, étayée par une investigation complète.
- H.5 Les références horizontales des sondes mesurées au cours du levé et des sondes cartographiées doivent être indiquées. Idéalement, elles doivent être identiques.
- H.6 Les vues 3D créées par le système de traitement de données doivent être incluses dans la présente annexe, de préférence au format A3, et pliées de façon à pouvoir être jointes au rapport particulier. Elles doivent comporter un titre indiquant :
- a. le titre de la minute bathymétrique correspondante ;
 - b. les échelles horizontales et verticales ;
 - c. l'azimut et l'altitude du point de vue.

ANNEXE I**Épaves et obstructions**

Référence : Instructions techniques [Numéro et date]

- I.1 Lister toutes les épaves détectées et examinées sous les deux rubriques ci-après :
 - a. « Épaves connues » (avec leur nom, quand il est connu, et leur position) ;
 - b. « Épaves nouvelles », classées par position, avec référence aux fiches d'épaves rédigées.
- I.2 Indiquer les raisons pour lesquelles certaines épaves figurant dans l'extrait de fichier d'épaves cité en référence dans les IT n'ont pas été retrouvées.
- I.3 L'inexistence des structures dangereuses, épaves et obstructions cartographiées, mais qui n'ont pas été trouvées lors du levé, doit être confirmée, si possible, par le Directeur technique, car elles seront maintenues sur les cartes, à défaut d'un avis argumenté.
- I.4 Qu'elles proviennent d'un levé d'envergure ou d'une investigation spécifique, et quels qu'en soient les résultats, le Directeur technique doit rendre compte des recherches de manière détaillée, dans le format prescrit, et joindre les enregistrements justificatifs. Il doit également se prononcer sur l'action cartographique à prévoir.
- I.5 Toute épave incomplètement investiguée (*NFS*^{*}) doit être accompagnée d'une mention succincte du travail complémentaire à envisager, par ex. : dragage hydrographique.
- I.6 Dresser une liste de toutes les obstructions détectées (têtes de puits comprises) ainsi que de celles qui n'ont pas été retrouvées (indiquer les raisons).
- I.7 Dresser une liste des points de croches ; indiquer si ils ont été recherchés et s'il est possible de les corrélés à d'autres structures. Les autres informations confidentielles recueillies auprès des pêcheurs doivent également être investiguées.

* NdT : L'abréviation *NFS* (*Not Fully Searched*) n'est pas dans l'ouvrage ID/INT 1 à jour de la modification 2010/10/21. Cf. chapitre 4, § 2.4.2.5.

ANNEXE J

Courantométrie

Référence : Instructions techniques *[Numéro et date]*

J.1 Instruire les dossiers de courants observés.

ANNEXE K**Balisage et feux**

Référence : Instructions techniques *[Numéro et date]*

- K.1 Décrire les méthodes d'observations des secteurs de feux et en dresser la liste. Vérifier que les valeurs sont bien en accord avec celles de l'annexe P (Comparaison avec les Livres des feux).
- K.2 Dresser une liste de toutes les bouées, comportant pour chacune son nom, son numéro quand il existe, ses caractéristiques et sa position moyenne entre flot et jusant.

ANNEXE L**Nature et prélèvements de fond**

Référence : Instructions techniques [Numéro et date]

- L.1 Décrire dans leurs grandes lignes la nature et de la texture des fonds ; détailler les structures caractéristiques ainsi que l'étendue et l'orientation des dunes sous-marines.
- L.2 Dresser une liste commentée des contacts > 1 m, précisant leurs positions et hauteurs.
- L.3 Établir un *listing* des échantillons et des carottes.

ANNEXE M**Topographie, amers et détails remarquables**

Référence : Instructions techniques [Numéro et date]

- M.1 Dresser la liste de tous les détails topographiques importants, portés sur les cartes ou mentionnés dans les Instructions nautiques (IN), et incluant leur nom, leur position, la référence au § des IN, ainsi qu'un commentaire sur ce qui les rend remarquables.
- M.2 Établir une liste séparée des détails remarquables, mais non cartographiés comme tels.
- M.3 La liste doit comporter des photos et ne pas être limitée à la zone du levé, mais inclure également les détails remarquables repérés au cours des transits productifs (escales).
- M.4 Fournir des détails sur les distantes de garde, ou sur celles portées sur les cartes, mais qui sont devenues inutiles.
- M.5 Détailler de même les amers marquant les relèvements de garde, les alignements et les routes recommandées, ou ceux portés sur les cartes, mais devenus périmés.

ANNEXE N

Comparaison avec les Instructions nautiques et interprétation des termes de l'ouvrage INT 1

Référence : Instructions techniques [Numéro et date]

- N.1 Lors de tout levé hydrographique, les Instructions nautiques (IN) de la région doivent être vérifiées et des propositions de révisions formulées. Pour ce faire, des notes doivent être prises au fur et à mesure et les révisions doivent être rédigées immédiatement après la fin du levé alors que les détails essentiels sont encore frais, car les IN ne peuvent pas être rédigées avec les minutes d'écriture comme seule référence.
- N.2 L'annexe N doit indiquer clairement les paragraphes des IN qui ont été vérifiés.
- N.3 Les corrections aux IN sont rédigées comme un complément aux minutes d'écriture, mais doivent aussi pouvoir s'appliquer aux cartes marines en service. Il ne faut pas perdre de vue, en effet, que les rédacteurs des IN n'ont pas accès aux minutes d'écriture, mais aux cartes et documents en service quand ils exploitent ces propositions de correction, aussi ces dernières doivent-elles être communes aux deux.
- N.4 En pratique, la partie des IN concernée par le levé ne portera que sur quelques pages, mais une attention particulière devra être apportée aux informations générales contenues dans l'ouvrage, ainsi que dans les appendices, qui peuvent intéresser la région du levé ou son voisinage.
- N.5 Dans tous les cas, l'emplacement du texte à modifier devra être clairement identifié. Si la révision est conséquente, il est recommandé de la rédiger dans un style analogue à celui du texte original. L'hydrographe devra toujours en dire plus que nécessaire, afin de permettre au rédacteur de disposer d'un aperçu complet de la modification et d'être en mesure de la condenser, ou d'en faire une synthèse avec l'autorité voulue. Si le remaniement d'une section significative des IN se traduit par la suppression d'un détail, il est particulièrement important de se prononcer clairement à ce sujet, avec preuves éventuelle à l'appui, faute de quoi le rédacteur se demandera toujours s'il s'agit d'une suppression volontaire ou d'une omission.
- N.6 Aussi souvent que possible, les structures spécifiquement mentionnées dans les IN seront illustrées par des photos en couleur, et des vues générales (photos ou croquis à main levée) seront exécutées si nécessaire. Ces dernières sont particulièrement utiles dans les entrées de ports ou sur les voies recommandées.
- N.7 En particulier les détails de l'ouvrage INT 1, devront être commentés comme suit :

Algues, varech, goémon (<i>Kelp</i>)	Les zones de varech, leur présence et leur étendue doivent être décrites en détail.
Alignements de garde	Doivent être décrits en détail et, dans le cas d'alignements utilisés pour le positionnement, en commençant par le repère le plus éloigné.
Alignements de route	Doivent être décrits en détail, en commençant par le repère le plus éloigné.

Barres et mascarets* (<i>River bar</i>)	Si les barres sont susceptibles de se déplacer, elles doivent être signalées.
Brisants	Les zones de brisants et les côtes inhospitalières doivent être détaillées.
Câbles aériens	Quand ils traversent une voie navigable, leur hauteur libre rapportée au niveau des pleines mers moyennes de vive eau (coefficient 95 pour la France) doit être signalée ainsi que les coordonnées des services responsables. Certains câbles aériens sont détectés au radar et apparaissent comme un écho fixe ; cette caractéristique doit être signalée.
Cales de halage	Doivent être décrites en détail.
Rides de courant (<i>Tide rips</i>)	Préciser si ces phénomènes sont dangereux ou non.
Distances	Doivent être explicitées.
Ducs d'Albe	Doivent être décrits en détail.
Écluses	Doivent être décrites en détail, notamment la profondeur maximum au-dessus du seuil.
Égouts	Doivent être décrits en détail.
Émissaires	Doivent être décrits en détail.
Épis	Doivent être décrits en détail.
Falaises	Si leur couleur est significativement différente de l'environnement, et que ce détail présente de l'intérêt pour le navigateur, il doit être signalé.
Feux à secteurs	Si les secteurs sont différents de ceux indiqués sur la carte, ils doivent être décrits en détail.
Fonds mobiles, ridens	Les limites des champs de dunes, l'orientation, la distance de crête à crêtes et la hauteur maximale de crête à creux, doivent être signalées.
Installations en mer	Doivent être décrites en détail.
Installations portuaires	Doivent être décrites en détail. Afin d'éviter de trop longues descriptions, il suffira de récupérer les brochures et règlements des grands ports et de les transmettre avec les projets de corrections aux Instructions nautiques.
Jetées	Doivent être décrites en détail.
Lignes de danger (<i>Danger Areas</i>)	Si elles sont étendues ou complexes, les zones correspondantes doivent figurer sur un tracé séparé joint aux minutes.
Mouillages	Si les zones de mouillage sont étendues ou complexes, elles doivent figurer sur un tracé séparé joint aux minutes.
Ponts (en général)	Doivent être décrits en détail. La largeur du chenal ouvert au trafic sous les ponts mobiles doit être indiquée.
Pontons	Doivent être décrits en détail.
Amarrages (<i>Berths</i>)	Doivent être décrits en détail.
Quais	Doivent être décrits en détail.
Remous	Préciser s'ils sont dangereux ou non.

* NdT : Ces termes ne figurent pas dans l'ouvrage 1D / INT 1

Sources (<i>Freshwater springs</i>)	Les sources d'eau douce doivent être décrites en détail.
Têtes de puits sous-marins	Doivent être décrites en détail.
Tourbillons (<i>Eddies</i>)	Préciser s'ils sont dangereux ou non.
Transbordeurs (<i>Ferries</i>)	Doivent être décrits en détail.
Voies recommandées	Doivent être décrites en détail, en indiquant en premier le repère le plus éloigné si elles suivent un alignement.
Zones de dépôt (<i>Spoil grounds</i>)	Doivent être décrites en détail.

- N.8 Le Directeur technique doit émettre, le cas échéant, des recommandations quant aux routes à utiliser par les navigateurs dans la région du levé.
- N.9 Tous les toponymes portés sur les cartes doivent être vérifiés. Si un nom différent du toponyme cartographié est utilisé couramment par les pratiques, la source fiable auprès de laquelle il aura été vérifié doit être citée. Dresser séparément une liste des nouveaux toponymes sélectionnés, assortis de justifications complètes des choix et de la nécessité de nommer les structures correspondantes (sauf dans le cas évident des régions inexplorées).
- N.10 Tous les plans recueillis localement doivent être listés dans la présente annexe et inclus dans le dossier du levé joint au rapport particulier.

ANNEXE O**Vues de côte**

Référence : Instructions techniques [Numéro et date]

- O.1 L'illustration des Instructions nautiques (IN) au moyen de photos est un besoin permanent, or celles de plus de 10 ans ne sont généralement plus fiables, aussi toutes les opportunités devront-elles être saisies pour les actualiser ou prendre de nouvelles vues.
- O.2 La tâche du rédacteur d'IN ou du cartographe sera facilitée s'il peut visualiser la région sur laquelle il travaille. Les vues de côte seront réalisées de préférence au moyen de photographies obliques de bonne qualité, en couleur, et prises par hélicoptère.
- O.3 Le Directeur technique prendra ses dispositions pour illustrer le mieux possible le rapport particulier et les modifications aux IN. Même si une partie seulement des photos est publiée, elles sont toutes examinées par l'établissement hydrographique et aident ceux qui exploitent les données à se faire une meilleure idée de ce que voit le navigateur.

ANNEXE P

Comparaison avec les Livres des feux

Référence : Instructions techniques *[Numéro et date]*

- P.1 Lister toutes les différences observées entre la réalité et les indications contenues dans les Livres des feux ou portées sur les cartes en service.

ANNEXE Q**Comparaison avec le Répertoire des radiosignaux**

Référence : Instructions techniques [Numéro et date]

- Q.1 Établir une liste des modifications à apporter au Répertoire des radiosignaux pour la zone du levé et les ports visités. Détailler les services offerts en matière de VTS (*Vessel Traffic Services*), de signalement des navires (*Mandatory Ship Reporting System*), de diffusion des informations sur la sécurité de la navigation, de pilotage, de stations de contrôle du trafic portuaire, d'aides à la radionavigation, de radiobalises et de balises radar, de sémaphores et stations radio côtières, de stations de sauvetage, etc.

ANNEXE R**Observations complémentaires/divers**

Référence : Instructions techniques *[Numéro et date]*

- R.1 Fournir les observations complémentaires dans le format prescrit par les IT, ou à défaut, sous une forme claire et précise comportant des tableaux. Inclure dans cette annexe les corrections aux préparations photographiques aériennes et les informations détaillées sur les zones draguées ou de dépôt, les sources d'eau douce, ainsi que sur les mesures géophysiques et océanographiques exécutées.

ANNEXE S

Signalisation des dangers

Référence : Instructions techniques *[Numéro et date]*

- S.1 Récapituler tous les dangers signalés par message, courriel ou télécopie, en utilisant les imprimés réglementaires quand il en existe.

ANNEXE T

Personnel

Référence : Instructions techniques *[Numéro et date]*

- T.1 Fournir une liste nominale de tous les hydrographes ayant participé au levé, avec leurs dates de présence.

ANNEXE U**Chronologie des principaux événements**

Référence : Instructions techniques *[Numéro et date]*

U.1 Dresser une chronologie des principaux événements du levé, comprenant notamment :

- a. l'établissement du réseau géodésique ;
- b. l'étalonnage du système de positionnement ;
- c. le début des sondages ;
- d. les escales, relèves de personnel et congés ;
- e. la formation, les exercices et autres activités militaires ;
- f. les pannes et avaries significatives (navire, vedettes, équipements) ;
- g. la fin des travaux ;
- h. l'étalonnage des systèmes de positionnement en fin de levé.

ANNEXE V

Évaluation du potentiel engagé pendant la durée du levé

Référence : Instructions techniques [Numéro et date]

V.1 Il est recommandé de fournir sous forme de tableau une évaluation synthétique du potentiel engagé entre les dates figurant dans le rapport particulier. Les temps morts cumulant les heures perdues sont exprimés en jours, et les jours à quai sont répartis dans la colonne *ad hoc* selon l'activité principale ; le total de toutes les colonnes doit être égal à la durée du levé. Ce tableau peut être disposé comme suit :

Total	À la mer			À quai			
Jours calen- daires	En travaux	Jours perdus			Entretien programmé et réparations d'urgence	Congés	Escalaes, incluant les arrêts logistiques
		Aléas météorologiques, avaries du navire et/ou des équipements	Transits improductifs, escales de détente, etc.	Activités militaires			